GESAMTBERICHT
ZWEITE WELTKRAFTKONFERENZ

TRANSACTIONS
SECOND WORLD POWER CONFERENCE

COMPTE RENDU
DEUXIÈME CONFÉRENCE MONDIALE DE L'ÉNERGIE

BERLIN 1930

BAND IX

Wasserkraftanlagen und -Maschinen

Water Power Plants and Equipment

Installations et machines hydrauliques



VDI-VERLAG GMBH
BERLIN NW 7

3627

BAND IX

INHALTVERZEICHNIS
TABLE OF CONTENTS
TABLE DES MATIÈRES

Section 13

Methodik und technisch-wirtschaftliche Fragen bei der Ausnutzung von Wasserkräften

Rationalisation and the Technical and Economic Problems of Water Power Utilisation

La méthode et les questions économico-techniques dans l'utilisation de la houille blanche (énergie hydraulique)

Section 14

Staumauern (Talsperren)
Dams
Murs de refoulement (grands barrages)

Seite/Page



Section 13

METHODIK UND TECHNISCH-WIRTSCHAFTLICHE FRAGEN BEI DER AUSNUTZUNG VON WASSERKRÄFTEN

RATIONALISATION AND THE TECHNICAL AND ECONOMIC PROBLEMS OF WATER POWER UTILISATION

LA MÉTHODE ET LES QUESTIONS ÉCONOMICO-TECHNIQUES DANS L'UTILISATION DE LA HOUILLE BLANCHE (ÉNERGIE HYDRAULIQUE)

Vorsitzender Chairman Président

O. Lefebvre (Canada)

Stellvertr. Vorsitzender Vice Chairman Vice-Président

Ministerialrat Dr. A. Hruschka (Oesterreich)

Beisitzer Assistant Assesseur

Ministerialdirektor Prof. Dr.-Ing. B. Gleichmann (Deutschland)

Generalberichterstatter General Reporter Rapporteur Général

Prof. Dr.-Ing. D. Thoma (Deutschland)



Italien

In Italien angewandte Methoden zur Bewertung der Wasserkräfte

Comitato Nazionale Italiano

Vorwort

Der Hydrographische Dienst des Ministeriums für Öffentliche Arbeiten hat schon vor längerer Zeit die Schätzung der verwendeten und noch verfügbaren Wasserkräfte unternommen. Die Ergebnisse dieser Forschung bilden den Gegenstand einer besonderen Veröffentlichung der Behörde, von der bereits 5 Hefte[1] herausgegangen sind, während weitere in Bearbeitung sind. Die Forschung ist nach einheitlichen Vorschriften für das Gebiet von ganz Italien durchgeführt worden; diese wurden von Prof. *de Marchi*, Chef des Zentralamts des Dienstes aufgestellt. Die Untersuchung gab Veranlassung, einige Berechnungsmethoden, besonders graphische, genau anzugeben, mit dem Zweck, aus den hydrologischen Daten die zur Kennzeichnung der hydraulischen Verwendungen als erforderlich erkannten Daten zu erhalten.

Ausgangspunkte der Forschung sind:

a. Betrachtungen der durch die topographische und orographische Lage mit Bezug auf das hydrographische Netz (mit besonderer Berücksichtigung etwaiger Talsperren) gebotenen Möglichkeit,

b. Kennzeichen des Systems der Wasserläufe, aufgestellt nach Einzugsgruppen, ausreichend zur Erläuterung der gesamten Lage,

c. Kenntnis der Lage der hydraulischen gegenwärtigen oder in Bearbeitung befindlichen Ausnutzungen.

Leitende Gedanken der Forschung

Der leitende Gedanke der Forschung war der, die Bestimmungen auf konkrete, wenn auch nur kurzgefaßte Ausnutzungspläne zu beziehen, die der Forderung der vollständigsten und rationellsten Ausbeutung der durch die topographischen und hydrologischen Verhältnisse gebotenen Kräfte entsprachen.

Es wurde daher, und zwar mit Vorbedacht, jegliche Gesamtbewertung, die sich auf durchschnittliche Merkmale mehr oder weniger ausgedehnter

[1] Nr. 1: Einzugsgebiete mit Abfluß zum Küstenland von Latium. Nr. 2: Einzugsgebiete von Sardinien. Nr. 3: Einzugsgebiete von Sizilien. Nr. 4: Einzugsgebiete mit Abfluß zum Küstenland der Abruzzen, Molise und Apulien. Nr. 5: Einzugsgebiete mit Abfluß zum Küstenland der Romagna und den Marken.

Niederschlagsgebiete bezog, unterlassen, denn wenn diese Bewertungen auch den Vorteil größerer Schnelligkeit bieten, so gaben sie doch Veranlassung zur Aufstellung von Zahlen von geringer Bedeutung.

Hieraus darf man jedoch nicht schließen, daß alle Ausnutzungen, die in der Untersuchung, einbegriffen waren, mit Sicherheit zu verwerten und noch weniger durchaus zuverlässig wären in Anbetracht ihrer Abhängigkeit von sehr vielen Umständen verschiedener Art. Auch deshalb, weil im Verlauf von kurzer Zeit ganz unvorhersehbare Verhältnisse auftreten können, ist zur Zeit der wirtschaftliche Maßstab noch nicht festgelegt; die gewählten Pläne beziehen sich daher im allgemeinen auf wesentlich technische Möglichkeiten.

Die ausgeführten Bewertungen beziehen sich sowohl auf vorgesehene als auch auf im Betrieb oder im Bau befindliche Anlagen mit Einheiten von nicht weniger als durchschnittlich 300 PS; eine niedrigere Grenze als diese hätte dazu geführt, in schädlichem Maße die Zahl der ausnutzbaren Kräfte zu erhöhen, während die Gesamtresultate sich nicht merklich geändert hätten.

Die vorgesehenen Projekte lehnen sich im allgemeinen an bereits bestehende oder im Bau befindliche Anlagen an, die in einigen Gegenden Italiens sehr zahlreich sind, sowie an das Netz der möglichen Talsperren, weil viele Einzugsgebiete, besonders die im Süden, die wesentlichen Elemente für die Ausnutzung bilden.

Schließlich muß darauf hingewiesen werden, daß im allgemeinen der verschiedene Ausbau nach den Anschauungen der hydrologischen Berechnungen nicht für sich allein betrachtet wurde, sondern es wurde die Regulierung des Wassers durch Talsperren gebührend berücksichtigt.

Auch für vorhandene Anlagen wurden Berechnungen bezüglich verfügbarer Kräfte unter Berücksichtigung von Regulierungen, die oberhalb vorgesehen sind, angestellt; jedoch sind die Werte der Kräfte, die durch diese Art Anlagen gewonnen wurden, häufig geringfügig gegenüber der Größe der Werke.

Wahl der charakteristischen hydrologischen Elemente

Wenn die Ausnutzungspläne festgelegt sind und einer der zwei Werte der Leistung eine Wasserkraft, nämlich das Gefälle, bestimmt ist, muß man zwei verschiedene Ausnutzungsarten unterscheiden: eine mit direkter Ableitung von einem Wasserlauf und eine mit Ableitung unter Druck von einer Talsperre. In ersterem Falle kann mit ziemlicher Genauigkeit das theoretische Gefälle (abgesehen von dem Wirkungsgrad der verschiedenen Teile der Anlage) konstant und gleich dem geometrischen Höhenunterschied zwischen dem Wasserspiegel der Entnahmestelle und dem des Wiedereinlaufs sein. Im Falle der Ableitung unter Druck dagegen schwankt das Gefälle zwischen dem des maximalen Staues (Überlauf) und dem des minimalen Staues (Entnahmestelle).

Die Berücksichtigung dieser Schwankungen würde jedoch zu einer sehr erheblichen Komplikation der Berechnungen führen, und da andererseits das Verhältnis zwischen der Überlaufshöhe und dem Gesamtgefälle im allgemeinen ziemlich unter 1 bleibt, hat man für das Gefälle

einen konstanten Wert (annähernd gleich seinem mittleren tatsächlichen Wert) angenommen, den man erhält, wenn man den Höhenunterschied zwischen der Entnahmestelle und der Höhe des Wiedereinlaufs um $^2/_3$ der Überlaufshöhe vermehrt.

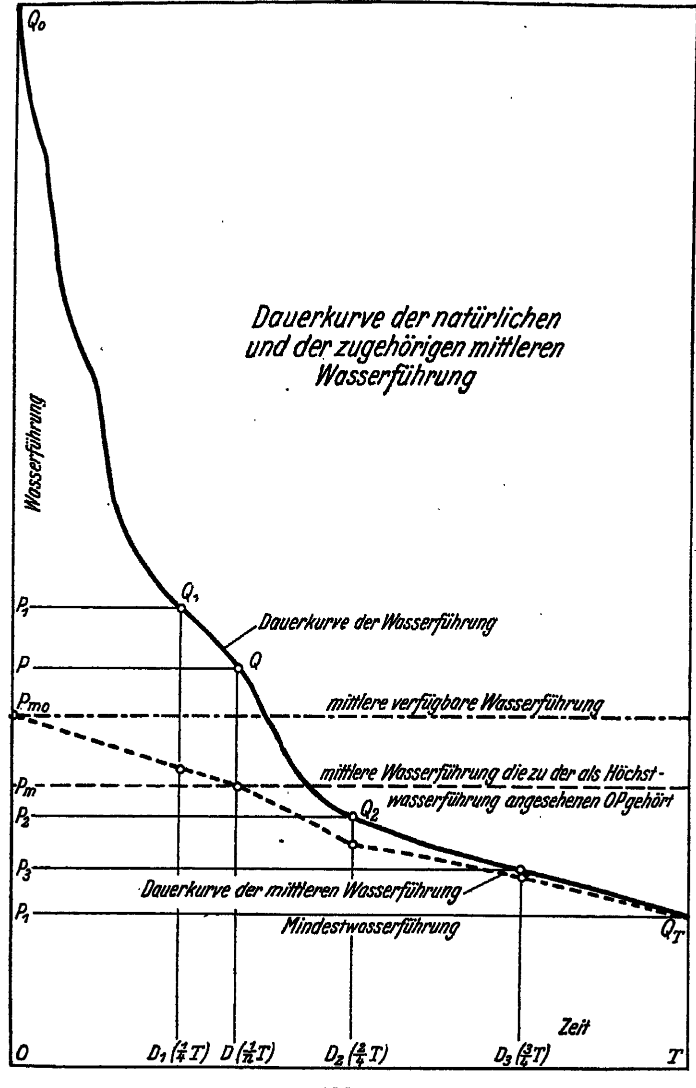


Abb. 1.

Die Wasserführung konnte nicht von Fall zu Fall auf Grund direkter Messungen von der Entnahmestelle jeder einzelnen Anlage bestimmt werden. Die Systeme der hauptsächlichsten typischen italienischen Wasserläufe sind ziemlich bekannt, da man bei einem oder mehreren

ihrer Querschnitte den Wert der täglichen Wasserführungen während einer Periode von verschiedenen Jahren kennt. Man konnte somit die Bewertung der Wasserführungen auf normale Querschnitte eines anderen Wasserlaufs übertragen mit Hilfe des Korrektionsfaktors, den die besonderen Verhältnisse des betreffenden Einzugsgebiets (mittlere Höhe, freie Lage, jährliche Regenmenge, Durchlässigkeit des Bodens usw.) erforderlich machten.

Bei den Berechnungen wurde systematisch die sog. *Dauerkurve eines Wasserlaufs von bestimmtem Querschnitt* verwendet bei Anordnung der chronologischen Reihe der Wasserführungen in absteigender Ordnung (Abb. 1). Jeder Wasserführung entspricht als Abszisse ein Segment gleich der Zeitspanne, in welcher die Wasserführung erreicht oder übertroffen wurde; wenn man also mit OP eine allgemeine Wasserführung bezeichnet, wird OD das Segment sein, das die Zeitspanne darstellt, in der OP während der ganzen Zeitspanne OT erreicht oder übertroffen wurde, und DT stellt die Zeitspanne dar, während der ein Defizit gegenüber der vorhererwähnten Wasserführung auftritt.

Wenn der Horizont der Ordinate OP_{m_0} so gezeichnet ist, daß die Rechtecksfläche $OP_{m_0}P_{m_0}T$ gleich der von der Dauerkurve eingeschlossenen Fläche ist (Fläche OQ_0Q_TT), so wird offenbar OP_{m_0} die mittlere in dem betreffenden Querschnitt verfügbaren Wasserführung sein.

Der Verlauf der Dauerkurve zeigt ein ziemlich bedeutsames Zeichen für das hydrologische Verhalten eines Wasserlaufs in einem Querschnitt: eine Kurve, die rasch vom Maximalwert zu den Minimalwerten der Wasserführungen abfällt, ist ein Zeichen unregelmäßigen Zustands mit starken Hochwassern und langen ausgesprochenen Niederwassern, während eine langsam von den Maximal- zu den Minimalwerten abfallende Kurve einen bedeutend regelmäßigeren Verlauf angibt.

Mit Bezugnahme auf Abb. 1 und unter Annahme, daß eine Anlage (auf deren Entnahmequerschnitt die dortselbst dargestellte Dauerkurve zutrifft) imstande sei, die größte verfügbare Wasserführung aufzunehmen (Segment OQ_0), wird die Anlage selbst offenbar in der Lage sein, den durch die Fläche OQ_0QQ_TT dargestellten Abfluß[2] auszunutzen, und die mittlere ausnutzbare Wasserführung wird daher mit der mittleren zur Verfügung stehenden (Segment OP_{m_0}) zusammenfallen.

Aber ähnliche Arbeitsverhältnisse sind im allgemeinen nur in dem in Italien äußerst seltenen Falle möglich, wenn es sich um Anlagen mit sehr regelmäßigen Wasserläufen handelt, oder im Falle, daß größere Talsperren eine starke Regulierung oberhalb schaffen.

Wenn die maximale ausnutzbare Wasserführung im Segment OP einmal festgelegt ist, stellt die Fläche $OPQQ_T$ den ausnutzbaren Abfluß (Flüssigkeitsvolumen) der Anlage in der Periode OT dar: wenn man sodann das Rechteck OP_mP_mT konstruiert mit gleicher Fläche wie die vorher erwähnte, bestimmt man im Segment OP_m den Wert der in solchem Fall verwendbaren mittleren Wasserführung.

[2] Unter dem Ausdruck „Abfluß" versteht man nach der Terminologie des Italienischen Hydrographischen Dienstes das in einem bestimmten Querschnitt abfließende Flüssigkeitsvolumen.

Jedem Wert der Wasserführung, den die Anlage im Maximum aufzunehmen vermag, im Verhältnis zu den Abmessungen ihrer verschiedenen Teile, entspricht ein bestimmter Wert der mittleren ausnutzbaren Wasserführung in der in Betracht kommenden Periode OT.

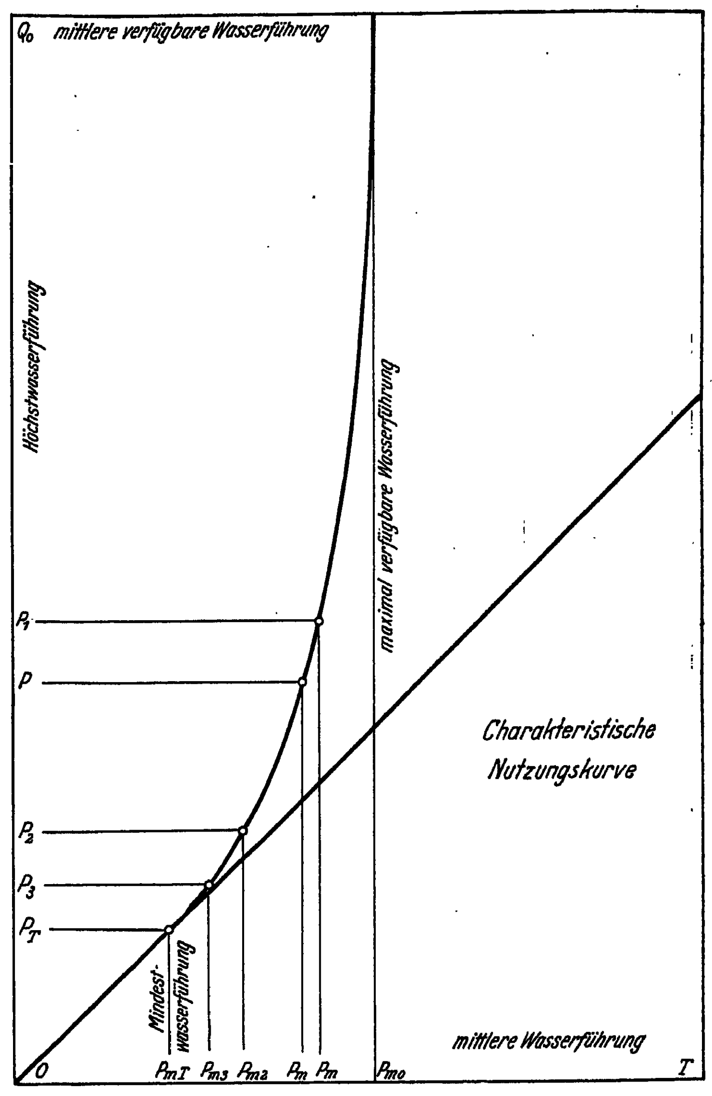


Abb. 2.

Wenn man jeden Wert der genannten mittleren Wasserführung zu der sich auf die betreffende maximale Wasserführung entsprechende Abszisse in Beziehung bringt, erhält man eine Kurve, die *Dauerkurve der mittleren ausnutzbaren Wasserführung* genannt werden kann; sie

schneidet die Ordinatenachse im Punkt P_{m_0}, so daß das Segment OP_{m_0} die mittlere verfügbare Wasserführung darstellt. Nachdem diese Kurve gezeichnet ist, kann man den Wert der mittleren ausnutzbaren Wasserführung einer Anlage bestimmen, deren Bauwerke imstande sind, eine gegebene maximale Wasserführung aufzunehmen.

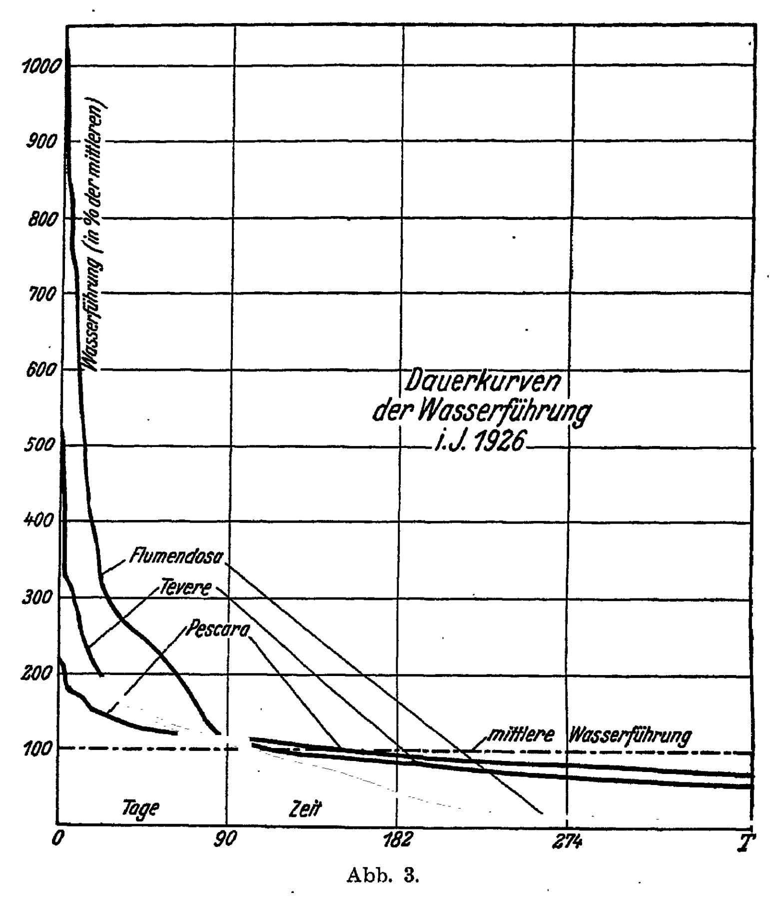


Abb. 3.

Wenn wir nun in einem System von kartesianischen Achsen die Werte der als Maxima angenommenen Wasserführungen als Ordinaten und als Abszissen die Werte der entsprechenden mittleren Wasserführungen auftragen, erhalten wir eine neue Kurve, die Angaben über größere oder kleinere Ausnutzbarkeit eines Wasserlaufs in dem zu prüfenden Querschnitt liefert. Die genannte Kurve, die als *Leitlinie der Ausnutzbarkeit* bezeichnet wird, ist in Abb. 2 dargestellt.

Da die Kosten für den Bau einer Anlage genau bekannt sind, wenn die übrigen Elemente gleich dem Wert der maximalen Wasserführung sind, die man auszunutzen wünscht, und da die erreichbaren Einnahmen in enger Beziehung zum Wert der entsprechenden ausnutzbaren Wasser-

führung stehen, begreift man leicht, wie eine Leitlinie, die mit einer vom Nullpunkt unter einem Winkel von 45° laufenden Geraden zusammenfällt und sich dann allmählich wenig davon entfernt, einen Wasserlauf mit sehr regelmäßigem System kennzeichnet, dessen Ausnutzung sich als hydrologisch gut erweist; dagegen deutet eine Kurve, die sich

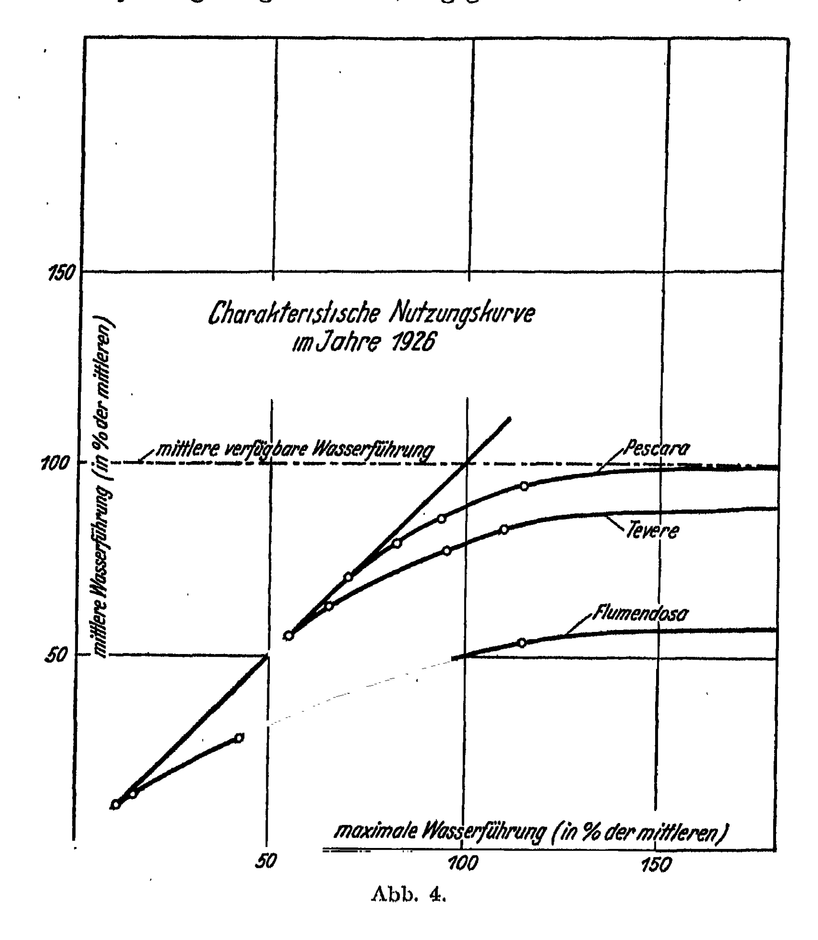


Abb. 4.

von der genannten unter 45° verlaufenden Geraden rasch entfernt, auf einen Wasserlauf mit unregelmäßigem System, dessen Ausnutzbarkeit vom hydrologischen Standpunkt sich als nicht günstig herausstellt.

In den Abb. 3 und 4 sind die Dauerkurven und die für verschiedene italienische Einzugsgebiete auf Grund von im Jahre 1926 gemachten Beobachtungen und Messungen aufgestellten Leitkurven eingetragen; da die Wasserführungen in Prozenten des betreffenden mittleren Jahreswerts ausgedrückt sind, sind die Kurven selbst alle unter sich vergleichbar und gestatten daher unmittelbare Vergleiche zwischen den Ausnutzbarkeiten der in Betracht kommenden Wasserläufe anzustellen.

Was die Wahl der Werte der Wasserführung, die in den Bewertungen einzuführen sind, anbelangt, so ist es im allgemeinen angesichts der Vielfältigkeit der Flußsysteme und der großen Zahl von verschiedenen Verhältnissen, die sich aus dem Anschluß der Anlagen ergeben können, nicht angebracht, eine feste Norm aufzustellen. Es erweist sich somit als unmöglich, mit einer einzigen Zahl oder zwei (maximale und mittlere auszunutzende Wasserführung) das Arbeiten einer Anlage zu kennzeichnen.

Aus diesem Grunde befolgte man den Gedanken, zu jeder Ausnutzung verschiedene Werte für die Wasserführung (und somit für die Kräfte) außer dem allgemein nur theoretischen Wert der mittleren verfügbaren Wasserführung und der dazugehörigen Kraft hinzuzufügen.

Es wurden außer dem mittleren die drei Werte der Wasserführungen mit entsprechenden Dauern von $^1/_4$, $^2/_4$ und $^3/_4$ der Beobachtungsperiode als maximale für Ausnutzung in Betracht kommende Werte gewählt sowie die dazugehörigen Werte der mittleren Wasserführungen.

Den so definierten sieben Wasserführungswerten entsprechen ebenso viele Kraftwerte.

Hieraus folgt, daß jede in der Untersuchung einbegriffene Ausnutzung vermittels der folgenden Datenreihe zahlenmäßig bestimmt ist:

1. *Für die Wasserführungen* (bezogen auf den Entnahmequerschnitt):

a. die mittleren verfügbaren Wasserführungen;

b. die drei Wasserführungen mit Dauern von entsprechend $^1/_4$, $^1/_2$ (halb gleichbleibende) und $^3/_4$ der in Betracht gezogenen Zeitzwischenräume;

c. die drei mittleren ausnutzbaren Wasserführungen entsprechend den im vorigen Abschnitt angeführten Wasserführungen, die jeweils als maximale ausnutzbare Wasserführungen angenommen waren.

2. *Für die Leistungen:*

a. die mittlere theoretische Leistung: arithmetischer Durchschnitt der theoretischen Leistung für jeden Tag, bezogen auf die täglichen Wasserführungen und die entsprechenden Gefälle;

b. die drei theoretischen Leistungen mit Dauern, die jeweils gleich $^1/_4$, $^1/_2$ und $^3/_4$ der Zeitspanne sind;

c. die drei mittleren, theoretisch verfügbaren Leistungen, die den drei im vorigen Abschnitt genannten Leistungen entsprechen, die jeweils als maximale ausnutzbare Leistungen angenommen waren.

Da das Gefälle als konstant angenommen war, ergeben sich die auf die Leistungen bezogenen Werte offenbar aus den Produkten der entsprechenden Werte der Wasserführungen, multipliziert mit dem Gefälle.

Ausführung der Berechnungen

a. Fall einer gewöhnlichen Ableitung.

Praktisch wurden die verschiedenen Dauerkurven gezeichnet, indem man als Ordinaten nicht die absoluten Werte, sondern die prozentualen Werte der Wasserführungen selbst in bezug auf die mittlere Wasserführung der Periode annahm. Auf diese Weise kann man daher für untereinander vergleichbare Einzugsgebiete im allgemeinen schreiben:

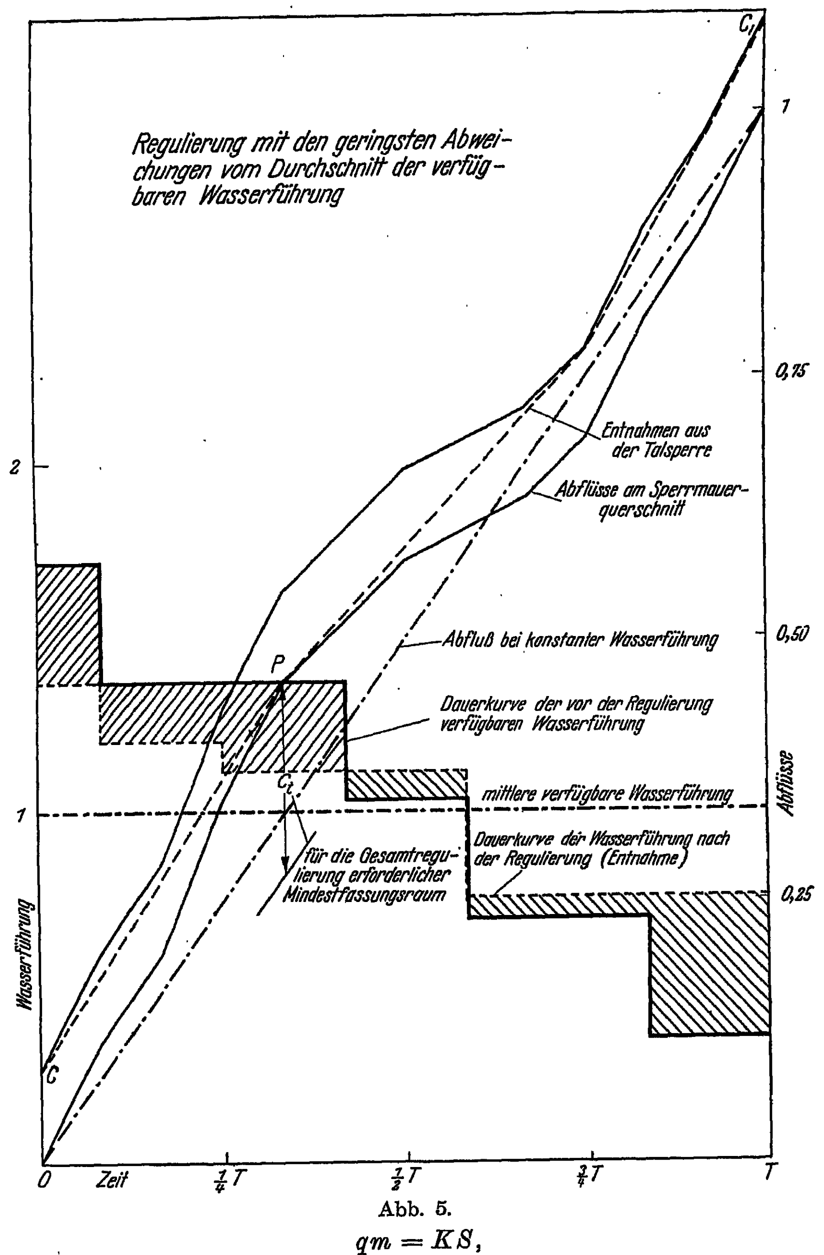


Abb. 5.

$$qm = KS,$$

wobei qm die mittlere Wasserführung in der zu einem Einzugsgebiet von der Fläche S gehörigen Periode bedeutet, und wobei man mit K das Verhältnis $K = \frac{q_0}{S_0}$ zwischen der mittleren Wasserführung des

Probeeinzugsgebiets und der Fläche ihres Zuflußgebiets bezeichnet; die Ordinaten der Dauerkurve, multipliziert mit dem besonderen Wert von qm, der zum Versorgungsgebiet S einer normalen Anlage gehört, liefern die Werte der Wasserführungen, die zu der in Betracht gezogenen Ausnutzung gehören.

b. Fall einer Ausnutzung mit Regulierungsfähigkeit.

Schwieriger gestaltet sich der Fall bei Anlagen, die mit einer nach der Jahreszeit regulierbaren Talsperre versehen sind. Bei dieser Art Ausnutzungen muß man zwei Fälle unterscheiden.

1. Auf die direkt von der Talsperre gespeiste Anlage folgen talabwärts keine weiteren Ausnutzungen.

2. Auf die mit einer Talsperre versehenen Anlage folgt eine Reihe von weiteren Ausnutzungen.

Im ersteren Fall ist das Verfahren ziemlich einfach. Nachdem das Diagramm der natürlichen Abflüsse des Wasserlaufs im Querschnitt der Sperrmauer[3] konstruiert und davon eine Verschiebung eines Segments gleich dem Nutzinhalt der Talsperrung in senkrechter Richtung bewerkstelligt wurde, bestimmt man einen Streifen (Abb. 5), auf dem man unendlich viele gebrochene Linien mit stets ansteigenden Seiten eintragen kann, deren jede einer Möglichkeit der Ausführung von Talsperren entspricht.

Die Bevorzugung einer gebrochenen Linie vor der anderen hängt von den Betriebserfordernissen ab, die jede einzelne Anlage erfüllen soll auf Grund der besonderen Bedingungen, denen die Anlage selbst unterworfen sein kann (infolge von Verbindungen mit anderen Wasserkraftwerken oder mit Wärmezentralen usw.).

Bei den ausgeführten Bewertungen hat man sich an die allgemeine Vorschrift gehalten, Bezug auf diejenige Reihenfolge der Verwendungen der Talsperre zu nehmen, die so wenig wie möglich vom Wert der mittleren verfügbaren Wasserführung im Wasserlauf abweicht.

In Abb. 5 stellt die Neigung der Verbindungslinie die mittlere verfügbare Wasserführung dar, und die gebrochene Linie CPC_1 (Diagramm der regulierten Abflüsse) bezeichnet je nach den Neigungen ihrer Seiten die für die Talsperre unter der obengenannten Bedingung geltende Wasserführung; um diese gebrochene Linie zu erhalten, gilt die bekannte Regel von *Conti*, wonach sie von der Lage bestimmt wird, die ein biegsamer Draht annimmt, der sich zwischen den Punkten C und C_1 unter der Bedingung erstreckt, nicht aus dem Streifen OC herauszutreten[4].

Mit einem gebräuchlichen Ableitungsverfahren kommt man von der gebrochenen Linie der regulierten Abflüsse zum Zeitdiagramm der ver-

[3] In der Terminologie des Italienischen Hydrographischen Dienstes liefert die „*Abflußkurve*" für alle Werte der Abszisse (Zeit) den Wert das abgeflossenen Flüssigkeitsvolumens (Abfluß) vom Beginn der zur Prüfung genommenen Periode bis zur in Betracht gezogenen Zeit. Sie wird auch bisweilen „Integralkurve der Wasserführungen" genannt.

[4] Sollte der Nutzinhalt ein derartiger sein, daß er die Ungleichförmigkeiten der natürlichen Wasserführungen ganz ausgleicht, so würde man die sog. „*totale Regulierung*" erhalten. Man kann leicht einsehen, daß der Wert des für eine solche Regulierung erforderlichen Mindestinhaltes (mit konstanten Entnahmen gleich der mittleren verfügbaren Wasserführung) durch das Segment dargestellt wird, das zwischen den äußeren an die Kurve der Abflüsse im Querschnitt der Sperrmauer gelegten parallelen Tangenten und der Verbindungslinie OO_1 (Gerade der mittleren Wasserführung) liegt.

wendeten Wasserführungen und von diesen auf die entsprechende Dauerkurve der am Querschnitt der Sperrmauer verfügbaren neuen Wasserführungen; man wird also auf den zuerst in Betracht gezogenen Fall der einfachen direkten Ableitung zurückgeführt: zur Bestimmung der die Ausnutzung kennzeichnenden Elemente gelten daher die bereits auseinandergesetzten Erwägungen.

Die zwei gezeichneten Dauerkurven (Abb. 5) geben ein klares Bild der regulierenden Wirkung infolge des Eingriffs der Talsperre.

c. Fall eines Systems von untereinander verbundenen Anlagen.

Das angegebene Verfahren, das für eine einzige mit einer Talsperre versehenen Anlage gilt, wurde auch im Falle eines Systems von aufeinander an einem Wasserlauf folgenden Anlagen verwendet, deren erste von der Talsperre gespeist wird.

Nachdem die zeitliche Aufeinanderfolge der von der Talsperre verteilten Wasserführungen genau bestimmt ist (nach der Regel von *Conti*), fügt man diesen die natürlichen Wasserführungen des übrigen Niederschlagsgebietes hinzu (Differenz zwischen dem auf die Entnahme der Anlage talwärts bezogenen und dem von dem Querschnitt der Sperrmauer begrenzten), und aus dieser neuen Aufeinanderfolge von Wasserführungen konstruiert man dann die Dauerkurve, aus der die charakteristischen Elemente für die Ausnutzung talwärts gefolgert werden können.

In manchen Fällen wird jedoch statt dessen ein genaueres Verfahren verwendet, das die in ein und demselben Niederschlagsgebiet vorkommende Ausnutzung in ihrer Gesamtheit in Betracht zieht und für sie elektrische Verbindung voraussetzt.

Es ist bereits gesagt worden, daß in der Regel beabsichtigt wird, möglichst gleichmäßig verteilte Kraft zu erzeugen; daher werden die Anlagen, die an ein und demselben Wasserlauf aufeinanderfolgen, an ein und dasselbe elektrische Netz angeschlossen; die Aufgabe besteht darin, die Entnahmen aus der Talsperre unter der Bedingung zu bestimmen, daß die Leistung der gesamten Anlage den geringsten Schwankungen unterliegt und somit die geringsten Abweichungen von ihrem mittleren Wert aufweist.

Die Lösung ergibt sich in verhältnismäßig einfacher Art und Weise mit graphischen Verfahren, ähnlich den oben auseinandergesetzten: nur müssen anstatt der Wasserführungen q die Werte der Produkte $q \cdot h$ eingesetzt werden.

Betrachten wir z. B. eine Talsperre von bekanntem Inhalt C, die eine erste Anlage mit einem Gefälle h_1 (das wir als konstant annehmen würden) speist; auf diese erste Ausnutzung folgen weitere n_{-1} mit Gefällen entsprechend $h_2, h_3 \ldots h_n$; bezeichnen wir ferner mit q_1 die natürliche Wasserführung infolge des Speisungsbeckens s_1 der ersten Anlage, mit $q_2 \ldots q_n$ die entsprechenden Mengen aus den Teilbecken $s_2 \ldots s_n$, dann wird, wenn wir von der Talsperre absehen, die in einem gegebenen Augenblick verfügbare Kraft angegeben durch die Formel

$$p_0 = \alpha \Big(q_1 \sum_1^n h + q_2 \sum_2^n h + \cdots q_n h_n$$

oder

$$p_0 = \alpha \sum_1^n q_i \sum_i^n h .$$

Da wir die Art des Wasserlaufs in allen seinen Querschnitten als bekannt voraussetzen, wird auch die zeitliche Aufeinanderfolge der Werte von p_0, d. h. des Wertes der im Wasserlauf bei den Gefällen aller Anlagen verfügbaren Kräfte bekannt sein.

Durch einfaches Integrieren ist es möglich, das Diagramm zu konstruieren, das als Abszissen die Zeiten und als Ordinaten die Mengen hat (Abb. 6, wo der Einfachheit halber $n = 3$ gesetzt ist):

$$\int_0^t p_0\, dt = \alpha \int_0^t \left(\sum_I^n q_i \sum_i^n h \right) dt ,$$

die also die für die Gesamtheit der Anlagen von Beginn der Periode bis zum beliebigen Augenblick verfügbaren Kräfte darstellen.

Die mittlere verfügbare Kraft $\frac{1}{T}\int_0^T p_0\, dt$, graphisch dargestellt durch die Neigung der Verbindungslinie OO_1, könnte nur unter der Bedingung eines ziemlich unregelmäßigen Arbeitens aller Anlagen verwirklicht werden, die außerdem (in bezug auf Leitungen, Maschinen usw.) für die maximalen Wasserführungen des Wasserlaufs an den betreffenden Entnahmequerschnitten bemessen sein müßten.

Die Einwirkung der Talsperre gestattet jedoch einen gewissen Ausgleich zwischen den verfügbaren Kräften.

Wenn mit W die dem Inhalt der Talsperre entsprechende Kraft für die Summe der Gefälle der verschiedenen Anlagen, die ihre Entnahme ausnutzen, bezeichnet wird $\left(W = \alpha C \sum_1^n h \right)$, kann man mit dieser Kraft rechnen, um, wenigstens teilweise, die Ungleichförmigkeiten der verfügbaren Kräfte auszugleichen. Nachdem daher in WW_1 eine der Linie OO_1 parallele gebrochene Linie in einer senkrechten Entfernung von diesem und ein Segment gleich der Menge W gezogen ist, erhalten wir einen Streifen, auf dem es möglich ist, unendlich viele gebrochene Linien mit aufsteigenden Seiten einzutragen, deren jede eine besondere Arbeitsbedingung der Gruppen der Anlagen darstellt. Um die größte Gleichförmigkeit zu erhalten, müssen wir unter allen genannten gebrochenen Linien diejenige auswählen, die von der Form bestimmt ist, die ein und derselbe biegsame Draht zwischen den Punkten OO_1 annimmt und die in Abb. 6 durch $OPQRO_1$ dargestellt ist[5].

[5] Diese Regel muß jedoch mit Vorsicht angewandt werden, da offenbar nicht mehr geprüft wird, daß die so festgelegte gebrochene Linie in eine Linie mit Neigungen ausläuft, die geringer sind als die der gebrochenen Linie, die als Ordinate die Werte der in den Anlagen unterhalb der von der Talsperre gespeisten Anlage verfügbaren Kräfte hat. Dabei sieht man von der Wasserzufuhr auf dem vom Querschnitt an der Sperrmauer begrenzten Gebiet ab. Wenn daher die Anwendung der gestreckten Drahtes zu einer gebrochenen Regulierungslinie führt, die nicht in jedem Punkte der vorerwähnten Bedingung entspricht, so müßte man in geeigneter Weise die gebrochene Linie selbst umformen.

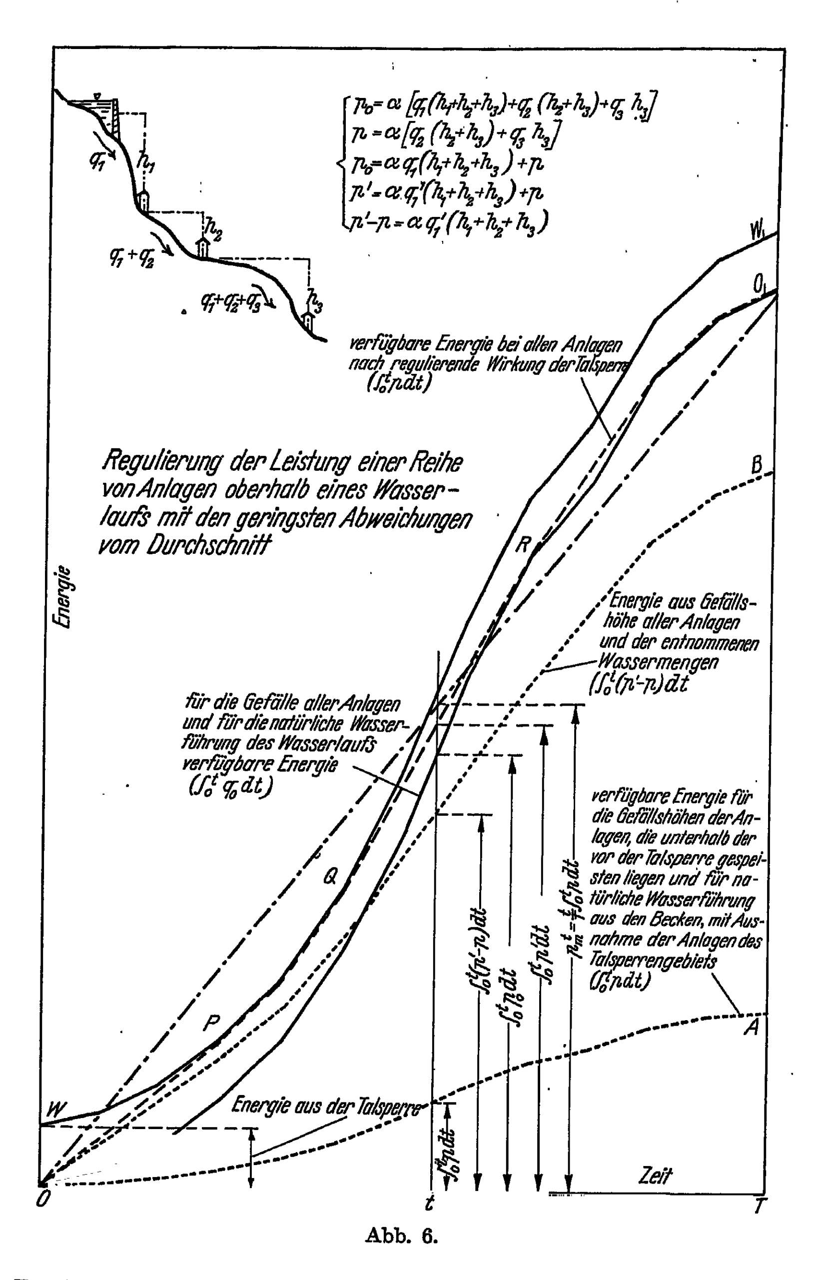


Abb. 6.

Das Diagramm bestimmt (mit einer einfachen Ableitung) die zeitliche Reihenfolge der verfügbaren Kräfte im Falle der regulierenden Einwirkung der Talsperre. Wenn man daher mit V das Flüssigkeitsvolumen in der Talsperre in einem beliebigen Augenblick bezeichnet, so ergibt

$$q_1' = q_1 \pm \frac{dV}{dt}$$

die verteilte Wasserführung (ausgenutzt oder übergelaufen) der Talsperre in diesem Augenblick, und die verfügbare Kraft wird dann in jedem Augenblick von dem einen Werte dargestellt:

$$p' = \alpha \left[q_1' \sum_1^n h + q_2 \sum_2^n h + \cdots q_n h_n \right].$$

Wir werden also erhalten:

$$q_1' = \frac{\frac{p'}{\alpha} - \sum_2^n q_i \sum_i^n h}{\sum_1^n h}.$$

Diese Gleichung gestattet von der vorher genannten zeitlichen Reihenfolge von p_1 auf die der Wasserführungen überzugehen, die man von der Talsperre wird ableiten müssen, um die geringsten Abweichungen von der mittleren verfügbaren Kraft zu erhalten[6].

Nachdem das Integraldiagramm OA der in den Anlagen unterhalb der von der Talsperre gespeisten Anlage verfügbaren Kräfte für die natürlichen Wasserführungen aus dem Einzugsgebiet (mit Ausnahme desjenigen aus dem vom Querschnitt der Sperrmauer der Talsperre) konstruiert und sodann jede Ordinate dieses Diagramms von derjenigen abgezogen worden ist, die der Kraft aller Anlagen nach erfolgter Regulierung entspricht ($OPQRO_1$), erhält man graphisch das Integraldiagramm der infolge der von der Talsperre bei dem Gesamtgefälle $\sum_1^n h$ abgegebenen verfügbaren Kräfte (Diagramm OB); wenn man dann die Ordinaten dieses neuen Diagramms durch $\alpha \sum_1^n h$ dividiert, erhält man schließlich das Integraldiagramm der Wasserführungen, die die Talsperre abgeben muß, wenn das System der Anlage die beabsichtigte Arbeitsweise befolgt.

Natürlich muß das Integraldiagramm, wenn die Berechnungen mit Genauigkeit angestellt sind, ganz in dem Streifen enthalten sein, der von dem Diagramm der Abflüsse am Querschnitt der Sperrmauer und von dessen Parallele in senkrechtem Abstand von einem Segment gleich dem Nutzinhalt der Talsperre bestimmt ist.

Diese Bedingung liefert eine Probe für die Genauigkeit der ausgeführten Arbeiten.

Zur Vervollständigung der hier angegebenen Methode muß darauf aufmerksam gemacht werden, daß zur Bestimmung der charakteristi-

[6] Alle Ausdrücke des zweiten Gliedes obiger Gleichung sind jeweils bekannt; p ist die verfügbare Kraft in allen Anlagen mit vorhandener Talsperre; $\sum_2^n q_i \sum_i^n h$ ist die verfügbare Kraft in der Reihe der Anlagen unterhalb der von der Talsperre direkt gespeisten Anlage, unter der Annahme, daß der Zufluß aus dem Gebiet S_1 am Querschnitt der Sperrmauer fehlt.

schen Elemente für eine direkt von der Talsperre gespeiste Anlage es notwendig ist, vom Diagramm der Abgabe der Talsperre zum charakteristischen Diagramm der abgegebenen Wasserführungen überzugehen und von letzteren auf das entsprechende Diagramm der Dauer; hiermit ist es schließlich möglich, die gesuchten charakteristischen Elemente zu bestimmen.

Bei den talwärts gelegenen Anlagen muß zu der zeitlichen Reihenfolge der von der Talsperre abgegebenen Wasserführungen die Reihe der Wasserführungen infolge der übrigen Niederschlagsgebiete hinzugefügt werden, und aus dem hieraus erhaltenen Diagramm muß die entsprechende Dauerkurve aufgestellt werden, aus der man die üblichen charakteristischen Werte entnehmen kann.

Summary

The Italian Hydrographical Service has developed graphical methods for evaluating hydraulic resources for motive power, which allow of the utilisable extent of same being calculated from the hydrological data of streams and rivers etc.

All the water powers available in Italy have been calculated by standard methods.

Of the two values representing the output to be obtained from given water powers, the head is always assumed to be the constant even in the case of plants supplied under pressure from storage basins, whilst systematic use is made of the time-volume curve relative to the point at which measurement is carried out.

As conditions differ very considerably it is practically impossible to make use of single values for characterizing a plant and, on this account, three values have been taken for the quantity of water discharged during an interval of time corresponding to $^1/_4$, $^1/_2$ and $^3/_4$ of the period of observation, as well as the three corresponding values of the mean quantity of water, so that the following values apply in evaluating the exploitable water power:

1. *Volume of water* (the point at which measurement is carried out)
   a. the mean quantity of water available;
   b. the three quantities for intervals of time corresponding to $^1/_4$, $^1/_2$ and $^3/_4$ of the period of observation;
   c. the three mean quantities corresponding to the max. utilisable quantity of water previously referred to.
2. *Output*
   a. the mean calculated output;
   b. the three calculated outputs for intervals of time corresponding to $^1/_4$, $^1/_2$, $^3/_4$ of the period of observation;
   c. the three mean calculated outputs corresponding to the max. available output previously referred to.

Since the head has been assumed to be constant, the outputs given will obviously be represented by the product of the corresponding values for the quantity of water carried and the head.

In the case of plants supplied from storage basins the time-volume curve is established from the quantity of water supplied by tributaries in accordance with the Conti graphical method of calculation.

Nr. 259

United States of America

New Developments in Regard to Economy, Utilization and Extension of Water Power, Water Turbines and Pumps

American Society of Civil Engineers, American Society of Mechanical Engineers, National Electric Light Association

B. E. White

Introduction

The twentieth century has witnessed profound changes, both in the practice and in the economics of water power development. Prior to and in the early years of this century, it was customary to develop water power sites up to a maximum installed capacity equivalent to the ordinary minimum stream flow, or at the most, up to the flow prevailing for six to ten months of the average year. The latter were mostly in those situations where —

1. Considerable pondage was available and it was permissible to concentrate the use into 8 to 10 hours of the working days of the week, or
2. Auxiliary steam or other power was available, or
3. Where extensive water storage had been developed, or
4. Where a combination of any two or all of these situations existed.

This period has also witnessed —

1. The steady trend of manufacturing into larger and larger units, needing more power.
2. The constant development of specialization in industry, one phase of which has been the continually greater proportion of power supplied by public utility companies from central generating stations, with a corresponding decrease of power production by manufacturing establishments.
3. The remarkable increases in the efficiency and capacity of all types of power generating equipment; the constant decrease in the space requirements per unit of power; the constant lowering of the cost of energy in spite of large increases in the cost of materials, fuels, and labor.
4. The physical linking together of isolated plants and systems, to the great advantage of the interconnected units, as well as those served by them, followed by the accelerating concentration of the ownership or control of widely scattered and independent properties into large and still growing utility organizations.

The rapid improvements of the past few years in the efficiency of fuel burning electric generating plants and the consequent continuous lowering of the cost of energy produced thereby have brought this power into keen competition with water power. There are large areas in which there exist vast potential hydraulic power resources, the cost of whose development is so great that, if designed to operate at medium (35—50%) load factors, they cannot directly compete in energy cost with steam or other fuel burning plants.

On the contrary, it has been found that, even in districts favored with low cost fuel, hydro plants capable of extreme flexibility in the load factor of operation can carry on economically in combination with steam stations. Such a case is that of the Conowingo development, on the Susquehanna River, Md., (Fig. 1) a stream flow plant, which in low



Fig. 1.

water periods is utilized at extremely low load factor, to carry the peaks, and as a base load or high load factor plant when water is plentiful.

Hydro plants may be roughly divided into the following classes, which almost imperceptibly merge into each other: —

Classification of Hydroelectric Plants

1. Stream flow plants, with little or no available water storage.
2. Partial storage plants, having storage sufficient to largely increase the natural low water flow, but insufficient for complete regulation of flow.

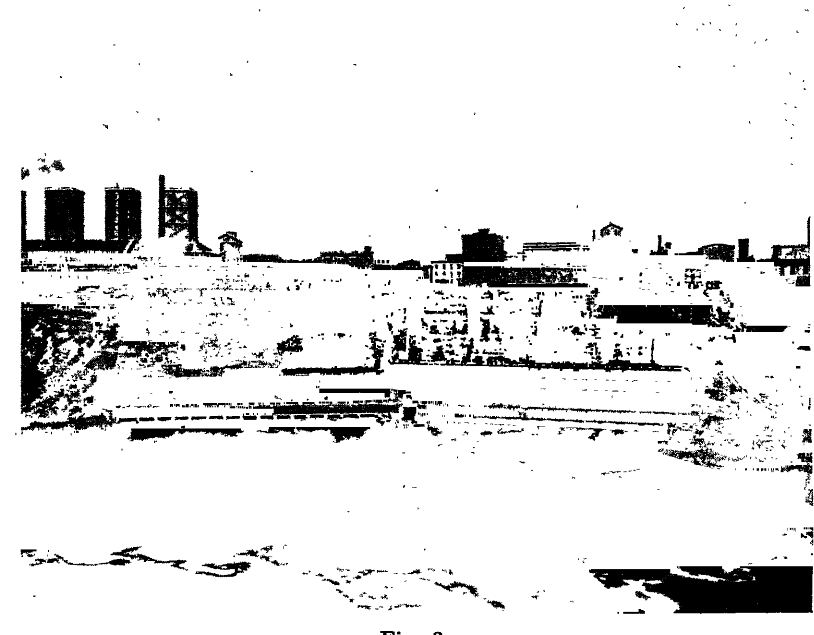


Fig. 2.

Fig. 3.

3. Full storage plants, possessing ample storage, capable of equalizing the stream flow over long periods of time, such as the Schoellkopf Plant, Niagara Falls, N. Y., which possesses a constant flow, due to the regulating effect of the Great Lakes (Fig. 2).
4. Pumped storage, or "water storage battery" plants, in which a portion, if not all, of the water is pumped into its storage pond, or reservoir, by the use of low cost steam or hydro power, and later utilized to drive hydroelectric units for supplying low load factor, or peak load energy of high value. The Rocky River, Conn., plant, (Fig. 3), is an excellent example of this type.

The first three classes of plants are usually operated at load factors varying from very high to very low, depending upon local stream flow

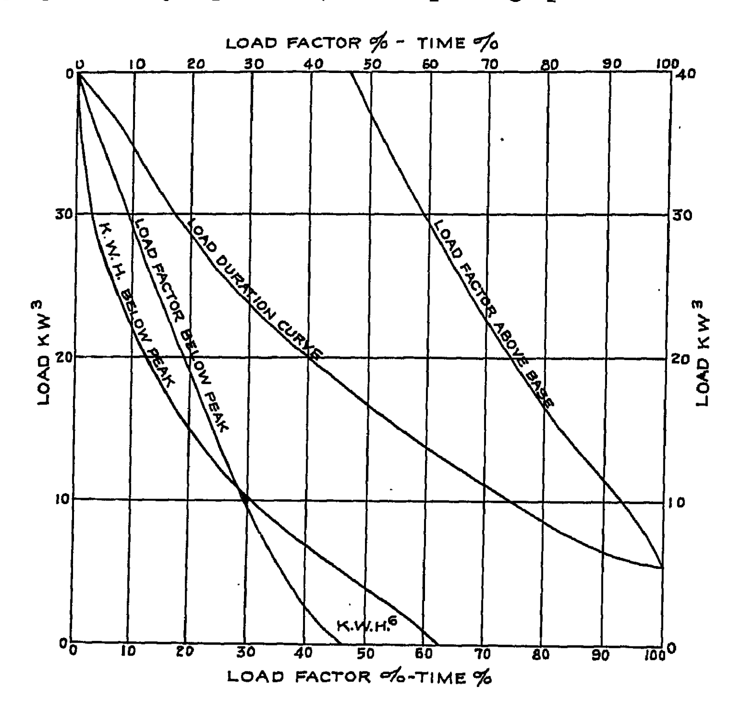


Fig. 4.

and load conditions. The fourth class is usually uneconomical, except for the production of the extremely low load factor energy in the top of the daily load curve, which is usually characterized by a very large capacity factor coupled with a very small energy content. (See typical load curves, Fig. 4)

Economic Justification of Water Power Plants

In spite of the inroads of fuel generated power into the field once securely held by water power, it is often possible to justify the utiliz-

ation of the latter on economic grounds, provided the characteristics of the load are carefully studied, together with those characteristics which may be built into the hydro development so that its supply may be economically fitted into a mixed system of fuel and water power production, or even constituting in itself a complete power supply.

This is made possible because of the differing cost characteristics of these two dissimilar energy sources. The construction, or capital costs, of all but the most exceptionally favorably located hydro plants, are considerably in excess of those of steam, gas or oil power stations. Per contra, the fuel, labor and maintenance items of operating cost are very much smaller in hydro than in fuel burning power plants.

It is therefore proper, as is now usual, to consider the value and the cost of a plant to be subdivided into two items, viz:

1. Capacity cost.
2. Energy cost — sometimes called "increment cost" or "marginal cost".

In the case of a water power which is being considered, the capacity cost may be properly taken at the equivalent cost per kW of an existing or proposed steam or other type of generating station from which the same firm peak-service, might be obtained. This element, for the particular case, is the product of the expected dependable peak capacity, in kilowatts, times the cost in dollars (or other currency) per kilowatt of the alternative source. The cost of substations and transmission lines required to transmit the output to certain load centers may also be an essential part of the total delivered hydro cost.

The proper measure of the value or cost of the energy increment is found by first ascertaining, from the stream flow duration curve of the average year, the average annual output in kilowatt-hours, with a suitable deduction for wasted water. This quantity of energy should then be multiplied by the unit cost of production of an equivalent supply from the alternative source, taking the average annual value of the energy output, at the competitor's cost.

From the total mean energy value so computed, the annual cost of operation and maintenance should be deducted. The remainder may then be capitalized and the resulting sum added to the capacity cost computed as above, this being the total cost of the plant, or per unit of capacity, for comparison with a similar computed cost for the alternative power source. Comparisons of unit energy costs may also be readily made by plotting costs for alternative power sources as shown in Fig. 7.

Factors which affect the Economics of Hydro Plants

Variations in load factor (and consequently of installed capacity) will be found to show large variations in the value of a unit of capacity. The greatest economic value may, of course, be found by computing the costs for a few different load factors and plotting a cost curve, or curves.

The cost of certain elements of a hydro plant, such as the dam, may

be practically constant, regardless of the plant capacity. When these items are a relatively large part of the investment, the unit cost becomes rapidly less as the capacity is increased. On the other hand, the cost of headgates, water conduits, surge tanks, generating units, auxiliary equipment and tailrace, vary more or less directly with increases or decreases in capacity. The cost of the power house, and some other items, increases with the capacity, but not in direct proportion thereto.

Costs of storage reservoirs, pondage and pumping equipment increase more or less nearly proportionately with the additional kilowatt-hours ordinarily made available thereby, while the cost of the additional power capacity thereby created ordinarily increases much less rapidly as the installation is increased. A brief inspection of a typical flow duration curve (Fig. 5) will indicate why this is true. The first increments of storage result in large increases in capacity, while successive equal kilowatt-hour increments result in smaller and smaller increments of capacity.

The optimum installation in any given case is governed by the local physical conditions, the load conditions of the service to be supplied and the relative costs of the available competitive power supply.

Local physical conditions limit the unit costs and availability of storage, the height and pondage capacity of the diversion dam, the cost of water conduits, power house foundations, tailrace, substation, etc. Load conditions and the relative costs of the proposed supply and of the alternative energy at different load factors, coupled with the bearing of local conditions on the cost of different increments of hydro capacity dictate the approximate limit of the installation under the assumed conditions.

There is opportunity for the exercise of much imaginative talent in the design, construction and operation of hydroelectric power stations, in order that the greatest economy may be realized, consistent with good practice, permanence and reliability. A full appreciation of the essentials and, likewise, of the non-essentials, is necessary for economical plant design. Many features have been customarily made more elaborate and expensive than their utilitarian purposes have required. The elaborate architecture and bank-like design of power houses and the monumental treatment of certain dams and other structures are examples of this tendency. Elaborate switching schemes and unnecessary duplication of auxiliaries, etc. may also be mentioned in this connection.

Improvements, Simplification and Reduction of Construction, Operating and Maintenance Costs

Some recent American installations have shown a striking tendency toward simplification and reduction in cost. In some cases, notably the Norwood development, Mt. Gilead, N. C., the usual power house superstructure was omitted, the umbrella type generators being set on top of a low operating room surrounding the usual generator pits, with

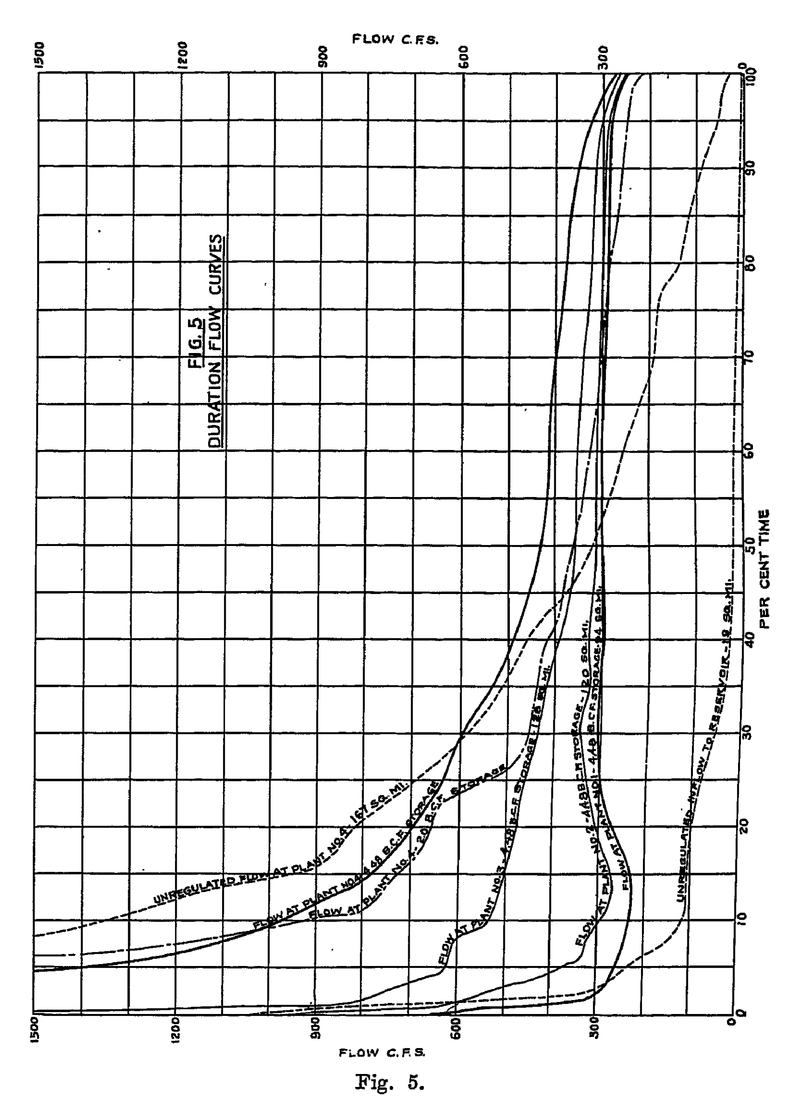


Fig. 5.

cylindrical metal ventilator hoods over them. Air washers for the generator cooling air are also installed to remove the dust prevailing thereabouts and to cool the air. A gantry crane with one leg running on top of the operating room wall, and the other on the top of the dam, is provided in place of the usual type of overhead crane. Heavy stiffleg derricks have also been installed adjacent to small power houses, which were utilized for the excavation and other construction work, and left in place for later maintenance work. It may also be found possible to utilize portable tractor or locomotive cranes for serving a number of plants situated near together.

Competent architectural assistance in the preparation of plans will assure a pleasing, as well as substantial appearance in power plant structures, with little or no increase in cost, inasmuch as good appearance is primarily a matter of good taste in the arrangement of materials and in the composition of the mass and its details, little or none of which may be unnecessary to the primary purpose of the installation.

Many types of dams, with a large number of variations in detail, are available to the constructor. Certain types offer large savings in cost over their alternatives, where physical conditions are favorable. The recent investigations of arch dams have put their design on a more solid basis and have given an impetus to the more general use of thin arched dams in suitable locations. Likewise, there is a tendency to utilize very high structures of this class as overfall weirs, with or without cushion pools created by auxiliary weirs downstream to limit erosion. The Waterville, N. C., and Calderwood, Tenn., dams are examples of the latter class.

Hydraulic fill and semi-hydraulic fill dams, of which the Saluda, S. C., dam is the largest yet built, are rapidly coming into their own, in competition with rolled earth fills with core walls and other more expensive types of dams.

In favorable locations, rock fill dams, faced with thin reinforced concrete slabs, such as that at the Dix River, Ky., plant have been found economical.

Multiple arch, flat slab and multiple dome reinforced concrete dams have also proved most economical in cases where suitable materials were at hand, to the exclusion of those suitable for other types of dam adaptable to the site.

The prevailing tendency to the maintenance of an approximately constant maximum pond level throughout the year by means of adequate crest gates is productive of economy, thru the reduction in the extent of flowage lands which must be acquired, the elimination of occasional flood damages and often in the cost of the dam and its appurtenances. Many types of movable gates and flashboards are available for this use.

Many improvements and inventions have recently been made in crest gates and flashboards. In addition to the older stoney and tainter types of gates, automatic sector and ring gates are now available, which rise and fall in such a manner as to maintain a practically constant maximum water level. The roller type of gate has been improved by the addition of a sector and improved control mechanism and is available in very large sizes, the largest yet built being 147.5 ft. long and 21.3 ft. high.

The older types of flashboards and needles have been supplemented by improved types which may be easily tripped or removed. Some of them are so attached to their supports that they are securely held after tripping and may be readily set up again, thus saving their periodical loss and much of the cost, trouble and delay of replacement.

Where a series of water power plants are constructed, one after the other, for the complete development of a given stretch of a river, it will usually be found economical to adjust the location of each power house and its draft tube exit elevation to the height of the next lower dam, so that a draft of 10 to 15 ft. from the lower pond will not unseal the draft tubes or cause loss of head and power. Succeeding plants may then operate more or less independently, at different load factors, without any overall waste of water or power; each plant utilizing its available pondage to the best advantage, as load and stream flow conditions may require.

Welded racks or screens, and arched rack structures with vertical bars, also make for a reduction in cost and stronger or lighter structures, when conditions permit their use. Mechanical rack rakes, the use of compressed air, and other means of cleaning racks effect large labor savings and increase the capacity and availability of units during heavy runs of trash and certain kinds of ice. The electrical heating of rack bars during runs of frazil ice has proven satisfactory in preventing the ice from freezing to the bars and permitting its removal. It is also claimed that certain light rays will prevent frazil ice adhering to metal.

The use of treated lumber for the staves of wood pipes greatly increases the life of the pipe, with but small increase in first cost. The use of welding for plate steel pipes and specials is rapidly increasing. The smaller coefficient of friction gives them a greater water carrying capacity than riveted pipes, while the first cost is smaller, thus effecting a double saving, thru the smaller diameters required and the smaller unit cost. Improvements have also been made in the production of seamless forged pipe, and its cost has been reduced as its production has increased.

Recent improvements and developments in the butterfly type of valve have increased its usefulness and adaptability, while its cost and dimensions are much smaller than those of some other alternative types. For use under very high heads, gate valves with followers and spherical valves are now available, in both of which types the water passage is continuous thru the valve when open, thus reducing the hydraulic losses.

Head gates provided with rollers or roller trains are now available, which require much less power for operation and consequently may be more quickly opened or closed.

The choice of types of turbines presents a problem which is not always simple of solution. The recent improvements in high speed runners, especially the manually and automatically adjustable blade types, have made it possible to secure high efficiency over a wide range of loads. This is especially desirable where the output, the stream flow or the head frequently varies.

Improvements which make for better efficiency, lower first cost and maintenance cost, convenience in operation or greater reliability, have

been made which affect most types of hydraulic turbines and their accessories. Among them may be mentioned: —

- Welded steel scroll cases.
- Steel draft tube liners.
- Rubber sealing strips against which the guide vanes tightly close, which limit leakage.
- Automatic vacuum breakers.
- The use of metals resistant to cavitation and erosion.
- The combination of a cylinder gate, for water tightness, with guide vanes for regulation of a hydraulic turbine.
- Positive lubrication of all bearing and wearing surfaces.
- Convenient and accessible means of making adjustments, repairs and replacements.
- Motor driven governor fly-balls, which permit the actuator to be located near the switchboard, so that one operator may conveniently control all operations of starting and stopping a unit.
- The development of different types of draft tubes, suitable to varying limitations of length, depth or height, which give substantially equal efficiency.
- Automatic apparatus for controlling frequency and for correctly dividing load between units, at the best combined efficiency of the units simultaneously in operation.

There are also available a variety of auxiliary equipment and methods, in connection with the hydraulic side of power development, which may be used with profit. Among them, the following are worthy of special mention: —

- Reliable long distance water level and other gauges, meters and recorders.
- A variety of convenient, relatively inexpensive but accurate means of continuously measuring, recording and integrating the flow of water thru a plant or unit.
- Air compressors provided with interlocked valves, capable of supplying either the governor pressure system or other lower pressure services from either of two duplicate units.
- More reliable forecasting of stream flow.

In electrical and auxiliary apparatus and equipment are the following improvements: —

- The two-bearing, or umbrella type of generator, having a single combined guide and thrust bearing, economizing in height of unit and power house.
- The use of welded plate and rolled sections in building up generator stators, rotors, etc. Large reductions in cost result from lighter weights, greater flexibility in design and the avoidance of the necessity for the making of patterns for castings.
- High speed excitation.
- More rugged and reliable circuit breakers.
- Metal clad switchgear and buses.

Phase isolation.

Simplified switching and connections, eliminating many duplicate switches, buses and cross connections once thought essential.

Miniature switchboards, which concentrate plant control within easy reach of a single operator.

Automatic, semi-automatic and supervisory control of hydro stations.

Carrier current and radio telephony and more universal intercommunication systems.

Rapid and substantial improvements along the lines mentioned above have been the product of and have been greatly accelerated by the cordial, frank and free cooperation and interchange of designs, information and operating experience between engineers engaged in hydroelectric practice. The World Power Conference, the several engineering societies, and the associations of electric light and power executives and engineers have furnished the mediums wherein the close personal contacts and friendly spirit essential to this rapid development have been made possible.

Efficiency and Economies Effected by Testing Models of Hydraulic Structures and Machines

The testing of, and experimentation with small-scale homologous models of hydraulic structures and equipment has produced many valuable improvements and, at the same time, has resulted in striking economies in their cost and utilization. In the possibility of quickly and cheaply trying out numerous alternatives and swiftly obtaining reliable data as to their efficiency and performance, rather than by slow and expensive changes in full-sized constructions, lies the outstanding value of this comparatively recent and rapidly accelerating development. Large savings in the cost of excavation, structures, conduits, etc., have resulted from the better and more economical stream-line forms developed by this means. Expensive errors in design and large costs for the rectification of troubles caused by faulty construction have been eliminated, in many cases, by carefully conducted and comparatively inexpensive tests of alternative models.

The collection and collation of the rapidly accumulating mass of model and corresponding full-sized test data has already resulted in great improvements in hydroelectric design and practice, while much yet remains to be done. Executives and engineers cannot be too strongly urged to make their results, experience and data freely available to others, in order that improvements and reductions in cost may be even more rapid.

Comparative Economic Study of Alternative Schemes for Development of a Typical Hydroelectric Project

As an example of the application of the principles mentioned, as well as to illustrate the methods and means of analysis which may be employed in studying the possibilities of the economic coordinated

power and storage development of a river, we may take the case of a small stream, falling about 60 ft. per mile, having a flashy but good average stream flow.

In order to reduce the cost, many recent developments and improvements were incorporated in the hypothetical plans. The existence of narrow box canyons at some sites made constant angle overfall arch dams economical, while at others, semi-hydraulic fill dams with tower spillways combined with intakes and arched outlet conduits were found cheapest, where flood flows are not too great. Umbrella type generators of welded construction, simplified connections and switching, concentration of plant controls at the switchboard, automatic, semi-automatic or supervisory control, automatic frequency control and load division between units, and other features will increase the efficiency and reliability or reduce costs.

Before proceeding with construction or even with detailed designs, some of the rather novel proposed structures should be thoroughly investigated by tests of alternative models, in the expectation that worth while improvements and reductions in cost would probably result.

Since the market for the energy output is in a large interconnected system, transformer costs and costs of transmission to the nearest switching station on the interconnecting lines must be added to the costs of energy at the station bus bars, before it can be compared with the cost of energy from alternative sources.

The essential data concerning the projected development are given in Table 1.

Table 1

General data regarding hydroelectric projects

Drainage area above diversion dam . . . . 75 sq. mi.
Drainage area above storage dam (tributary area only) . 19 „ „
Drainage area above storage dam (including diversion) . 94 „ „
Drainage area between diversion dam and dam No. 2 . . 26 „ „

Plant No.	Drainage area sq. mi.	Head ft.		Min. flow-c. f. s.			kWh per S.F.H.[1]	Length of pipe line-ft.	Dam		Trans. line miles
		Gross	Net	Unreg.	2.0 B.C.F. storage	4.5 B.C.F. storage			Height ft.	Type	
1	94	415	385	5	175	230	26,2	12 400	90	hyd. fill[2]	24,75
2	120	125	118	20	185	240	8,05	3 500	85	arch	22,25
3	128	279	255	25	190	250	17,3	14 900	80	arch	19,25
4	167	200	180	40	200	260	12,3	9 500	90	arch	14,5
totals		1019	938								
diversion dam									65	hyd. fill	7,0[3]

[1] At 80% overall efficiency.
[2] Storage reservoir dam.
[3] From plant No. 1.

Alternative Schemes of Development

In order to illustrate the economics of variations in design and installed capacity, a number of alternative hypothetical layouts were

made for the complete development of this stream. These vary from run-of-river plants, thru the alternative of partial storage regulation, to that of complete regulation. In addition, the supply of stored water by means of diversion from the main stream by a high hydraulic fill dam and a canal versus pumping were also considered.

The development of each site for high, medium and low load factor operation, relative to the available stream flow, was also considered and

Table 2

A. Principal data regarding alternative projects

Plants 1—4 combined									
Key No.	Total capy. kW	Reservoir capy. B.C.F.	Pump capy. C.F.S.	Mean annual energy kWh^6	Min. capy at 100% L.F. kW	Min. weekly kWh^6	Mean annual load factor %	Cost per kWh At sw. board c	Cost per kWh At central point c
A	13 200	0	0	77,1	1 085	0,182	67,0	0,645	0,738
B 1	40 150	2,0	0	187,5	11 925	2,00	53,0	0,515	0,611
B 2	71 000	2,0	0	191,1	11 925	2,00	30,7	0,605	0,769
B 3	142 000	2,0	0	194,0	11 925	2,00	15,6	0,830	0,961
C 1	40 150	4,48	0	199,5	15 455	2,60	56,5	0,545	0,635
C 1 E	40 150	4,48	300[3]	222,7	17 000	2,85	63,0	0,555[1] 0,570[2]	0,635 0,650
C 2	71 000	4,48	0	204,0	15 455	2,60	32,8	0,630	0,784
C 2 E	71 000	4,48	300[3]	227,2	17 000	2,85	36,6	0,635[1] 0,650[2]	0,773 0,788
C 3	142 000	4,48	0	205,0	15 455	2,60	16,6	0,840	0,964
C 3 E	142 000	4,48	300[3]	228,2	17 000	2,85	18,4	0,830[1] 0,840[2]	0,941 0,951
D 1	26 950	2,0	300	140,8	8 300	1,39	59,5	0,605[1] 0,625[2]	0,688 0,708
D 2	53 900	4,48	1000	199,5	15 455	2,60	42,5	0,640[1] 0,665[2]	0,766 0,791
D 3	142 000	4,48	1000	204,0	15 455	2,60	16,4	0,850[1] 0,875[2]	0,974 0,999

[1] Pumping energy included at 0.2 c per kWh.
[2] Pumping energy included at 0.35 c per kWh.
[3] For pumping runoff from 26 sq. mi. below diversion dam into reservoir.

B. Individual plant capacities

Key No.	Plant No. 1		2		3		4	
	C.F.S.	kW	C.F.S.	kW	C.F.S.	kW	C.F.S.	kW
A	0	0	320	2 500	330	5 700	410	5 000
B 1—C 1—C1E	525	13 750	640	5 000	660	11 400	820	10 000
B 2—C 2—C2E	1050	27 500	1050	8 500	1050	21 500	1050	13 500
B 3—C 3—C3E	2100	55 000	2100	17 000	2100	43 000	2100	27 000
D 1	525	13 750	320	2 500	330	5 700	410	5 000
D 2	1050	27 500	640	5 000	660	11 400	820	10 000
D 3	2100	55 000	2100	17 000	2100	43 000	2100	27 000

Note: Capacity and energy figured at 80% overall efficiency. Pumping efficiency assumed at 75 % overall from original generating station to water delivered in reservoir.

the unit energy costs for each estimated. These costs are shown in Table 2, and on Fig. 7.

The topography of the watershed presénts the interesting possibility of creating a large storage reservoir on a small tributary stream, having a drainage area of 19 square miles, from which a conduit of 2½ miles length, leading over the divide to the main stream, will create a maximum gross head of 415 feet. At the same time, it is possible to divert the flow of the upper portion of the main river (75 sq. miles) thru a natural channel into the storage basin, or alternatively, to pump the greater part of this flow into this reservoir, by means of a pumping installation, which may be located either in No. 1 power house, or at a low dam which may be constructed at the site selected for the diversion dam and the water pumped a few hundred feet over the divide, to the reservoir.

A third alternative is also possible, that of pumping into the reservoir the flow of the stream from the 26 sq. miles of drainage area lying between the diversion dam and the dam of Plant 2. For pumping, surplus or off-peak hydro power, or off-peak steam power, at "increment cost", will be considered.

Plant 1, therefore, may be installed for operation at any load factor from that of a high load factor, or base load plant, to that of an extremely low load factor, or peak load plant, since it is possible to create a storage of volume sufficient for practically complete equalization of the annual tributary stream flow, except in unusually wet years. In some years the natural inflow, plus the diversion would fill the reservoir to overflowing, with slight waste. In other years considerable additional water could be pumped into it in order to completely fill it. A 300 cfs. pump unit would be sufficient for this purpose.

If the inflow diverted and pumped from the 26 sq. miles of drainage area between the diversion dam and Plant 2 is pumped into the reservoir, an equal range of load factors may be provided for it in the design.

Stream Flow

Fig. 5 is a composite duration curve of simultaneous stream flow at the different sites. For clearness, only the regulated flows with 4.48 B.C.F. storage are shown for all sites, while the unregulated flow and that for 2.0 B.C.F. storage are shown for one site only.

The regulated flow curves were plotted from the results of a mass-curve study, from which a scheme of predetermined regulation was devised and applied to the records for 12 years and the results embodied in the duration curves. A remarkably constant regulated flow over a large part of the time was obtained.

In studying the possibilities of plants of different capacities at the different sites, it was found convenient to construct, first, a set of curves derived by integration of the duration curves (Fig. 5) of regulated stream flow, showing the accumulated stream flow in second-foot-hours (S.F.H.) up to different values of stream flow in cubic feet per

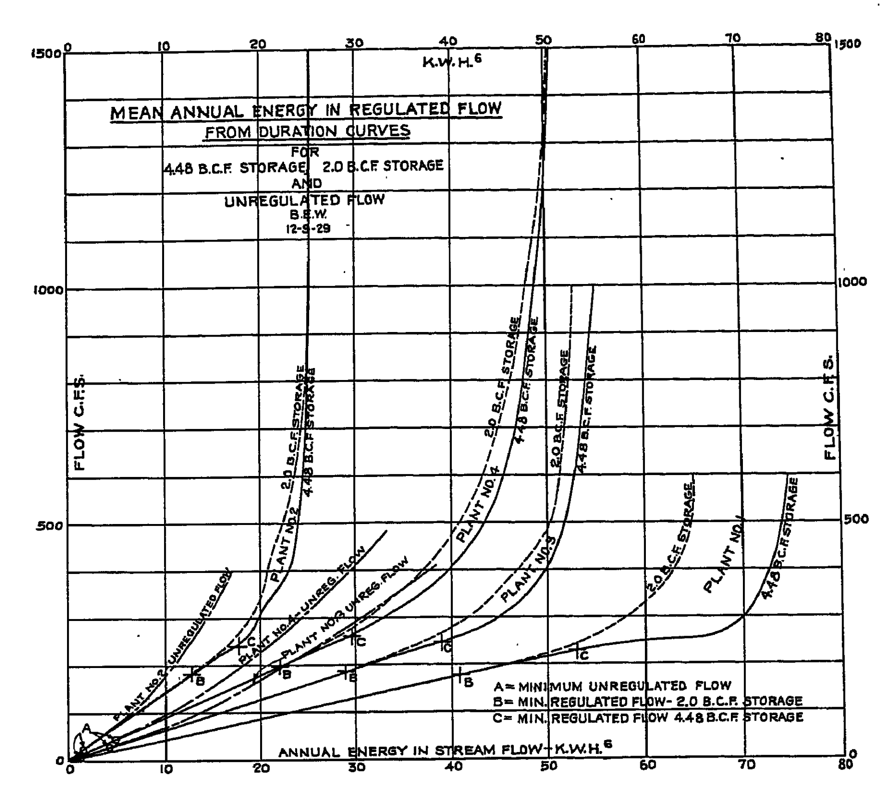


Fig. 6.

second (c. f. s.) Separate curves were made for each of the power sites. Second, a very similar set of energy curves for each site, (Fig. 6) was derived from the second-foot-hour curves and the respective project net heads. By inspection, the average annual kilowatt-hour outputs possible with different stream flow capacities may be read off, as well as the energy which would be wasted because the generating capacity is of less capacity than the maximum stream flow.

An inspection of Fig. 6, and comparison with the maximum flows for which the plants are designed (Table 2-B) shows that for the most economical combinations of plant capacities, but little water need be wasted, if the expected market for surplus energy is realized.

Pondage and Utilization of Available Stream Flow

As the drainage area increases at the lower plants, the increasing unregulated drainage areas give each site more and more of the characteristics of stream flow plants. The available volume of pondage at each is, however, sufficient to enable each plant to operate at widely different load factors from its neighbor, upstream or downstream.

However, in order to avoid waste of valuable water, and of available head, plants must be so operated that upper plants running at high load factors will possess full ponds at the beginning of such operation, while the ponds of lower plants, into which high load factor plants discharge, must previously be drawn low enough to receive the water without running over and wasting it, if the lower plants are simultaneously operated at higher load factors.

Nearly complete utilization of both regulated and unregulated stream flow may be realized, if the plant capacities are stepped up as the unregulated area increases, and a system load capable of absorbing the energy exists. With the widespread and high capacity interconnection transmission systems now in existence in many parts of the United States and Canada, and in the territory under consideration, practically if not all of the available surplus hydro energy, within the capacity of the units, will find a ready market as replacement of steam generated energy, which would otherwise have to be generated at "increment" or higher cost.

Firm or Minimum Capacity

Since the proposed series of plants will, if constructed, feed their energy output into a great reservoir of power simultaneously with many other power stations, diversity in stream flow and water storage regulation will be brought into play. It is highly improbable that the extreme minimum regulated stream flow and energy output of these stations will occur at precisely the same time as for the remainder of the water power generating system, as a whole. For this reason, their capacity value to the system may justly be taken at, say, the flow exceeded 95 % of the time, instead of the absolute minimum, as given in Tables 2 and 3.

Reserve and Emergency Capacity

If we also take into consideration the possibility of immediately starting up a hydro unit and putting it "on the line" in a few moments, in emergencies, as compared to the lengthy periods (minutes, or even hours) required to "put on" similar steam capacity, and also the requirements of standby and reserve capacity, we find ample justification for installing extra capacity in many hydro stations possessing adequate pondage. Such is the case with these power sites.

Duration and Load Factor Curves of Typical Load

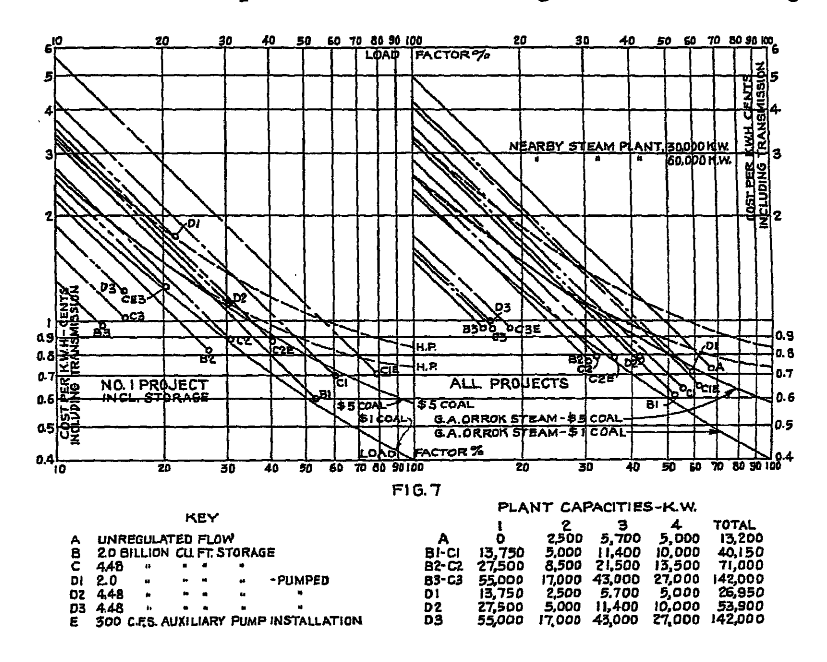
Fig. 4 *a* is a duration curve typical of the load to be supplied. At *b* are shown the kilowatt-hours contained in any segment of the peak, while curve *c* gives the load factor of any portion of the load below the peak and *d* the load factor of any portion of the load above the base. The subsidiary curves are of great assistance in analyzing load distribution between plants or sources of different load factor characteristics. For example, if 50 % of the peak, or 20,000 kW is to be carried by one

source, the load factor of it will be 18.6 %, while the load factor of the remaining 20,000 kW will be the load factor above the base, or 74 %.

Comparative Costs of Energy from Alternative Schemes and Projects

Fig. 7 shows the costs per kilowatt-hour of the mean annual energy output obtainable from complete use of the stream flow, within the limits of plant capacities. These costs, taken from Tables 2 and 3 cover all of the variations in plant capacity, water storage and pumping, which were considered.

As was previously mentioned under "Pondage and Utilization of Stream Flow", it is probable that with the degree of stream flow regu-



	1	2	3	4	TOTAL
A	0	2,500	5,700	5,000	13,200
B1-C1	13,750	5,000	11,400	10,000	40,150
B2-C2	27,500	8,500	21,500	13,500	71,000
B3-C3	55,000	17,000	43,000	27,000	142,000
D1	13,750	2,500	5,700	5,000	26,950
D2	27,500	5,000	11,400	10,000	53,900
D3	55,000	17,000	43,000	27,000	142,000

Fig. 7.

lation which is contemplated and the ready market afforded by the interconnected network, exceedingly little potential energy need be wasted. Experience with existing water power stations in the adjacent area confirms this conclusion.

Since the overall efficiency of water power generation has been assumed at only 80 %, and of pumping at 75 %, and liberal contingency allowances were included in the estimated costs, it is probable that the unit costs of Tables 2 and 3 will be somewhat lowered, rather than equalled or increased, in operation.

On Fig. 7, there are also shown, for comparison, the unit costs of energy for steam stations, with coal at $1.00 and $5.00 per ton, respec-

tively, taken from Fig. 3, of Mr. George A. Orrok's paper entitled "The Economics of Water versus Steam Power", published in "Mechanical Engineering", December, 1929, and also for a nearby steam station and a contemplated enlargement thereof.

The logarithmic plotting adopted for Fig. 7 is much more convenient and easy to read accurately, as the lines of cost intersect the coordinate lines at favorable angles and are, moreover, straight for water power and but slightly curved for steam power.

Steam cost curves may also be confidently extended much beyond the field of observation or computation, and water power curves, to any extent.

Inspection of Fig. 7 shows that the relative energy cost of Alternative *A* with unregulated flow is the highest of all, tho slightly less than for a nearby steam plant. However, since but little of it is firm, the greater part of its energy can compete only with energy generated at much lower steam increment cost, and hence it is uneconomical.

With respect to the entire series of projects, as well as No. 1 individually, it is clear that of the alternatives possessing storage, those bearing the key letter *B*, with 2.0 billion cubic feet of storage, and diversion, show slightly lower costs than the other combinations having similar total generating capacity.

The combinations designated by *C*, with 4.48 billion cubic feet of storage and diversion have costs somewhat higher than those of series *B*, and also have much higher firm or minimum capacities.

Those having the sub-letter *E* are identical with the corresponding Alternatives *C*, except that the capacity and energy are increased by the pumping into the reservoir of the flow from 26 sq. miles of drainage area downstream from the diversion dam. There is a considerable increase in cost with these cases over those of the series C_1, C_2, and C_3, but the costs still remain lower for the combined projects than steam power with $ 5.00 coal, and for No. 1 project, including storage, are not far from the steam costs.

D_1 D_2, and D_3 designate projects, having 2.0, 4.48 and 4.48 billion cubic feet of storage, and 300 cfs., 1000 cfs., and 1000 cfs. of pumping capacity respectively, without diversion from the main stream. These developments have somewhat higher costs than the corresponding developments C_1, C_2, and C_3, the difference becoming less as the plant capacity increases and the load factor decreases. The costs, in the case of the combined developments, are less than or about the same as for steam power with $ 5.00 coal, the differential rapidly increasing as the plant capacity increases. The cases D_1, and D_2, of plant No. 1, are not economical, while D_3, a very low load factor development, shows a considerable saving over the steam costs at the same load factor.

Study of the costs for Plant 1 shows greater savings over steam costs as its capacity is increased. Transmission costs are greatest for this plant, to which the whole cost of storage, diversion and pumping is naturally also charged, when not considered in connection with the other

plants. Since the storage reservoir and diversion are essential to the successful operation of the other three plants, it is proper, when considering the combined plants, to consider only the remaining costs such as pipe line, power house, units, etc. as directly applicable to Plant No. 1 This makes it inherently the lowest cost plant of the four, and it may therefore logically be made a peak load plant, or low load factor installation. Plant No. 3 ranks next lowest in energy cost, with No. 4 ranking next, and No. 2 highest. Hence, development would naturally proceed in the order of their economy.

Provision for Installation of Additional Capacity

Provision could well be made, at all dams and in the location of pipe lines and layout of power houses, for the installation of additional capacity, up to the maximum shown in Table 2, without much additional initial expenditure. Should the additional peak capacity later become desirable, it could then be readily added.

Since there is necessity for reserve capacity against breakdowns, overhauling of units, pipe lines, etc., an additional unit or units might be installed in one or more of these stations, of capacity equal to the largest unit, or plant installation previous thereto.

Pumped Storage

The recently completed Rocky River, Conn., pumped storage hydro plant has brought this heretofore distinctly European type of development prominently to the attention of American engineers and utility men. The gratifying reports of its initial year of operation give promise that more plants of this type will be considered and constructed in the near future.

It is therefore worth while to briefly consider the estimated costs of Plant 1, with varying installed capacities, storage reservoir capacities and pumped storage. Table No. 3 gives the salient figures and comparisons, with costs, where the stored water is diverted, instead of pumped into the reservoir. In this table the key letters and numbers correspond with those of Table No. 2. Fig. 7 shows the unit energy costs and their comparison with steam power costs, as well as with the costs for the combined hydro projects.

The unit costs of energy at Plant 1, in cases D_1, D_2, and D_3, compare closely with those of the series of four plants similarly designated, when taken at similar load factors. The use of pumping units operated by low cost, off-peak energy is an alternative for the diversion dam and canal of the two series B and C. That the cost of energy with pumped storage is not much greater than where the storage water is diverted, indicates that were diversion impracticable in this case, pumping would be practical and economical. It is also shown to be desirable in combination with diversion, in the cases denoted by E, where greater firm capacities and annual outputs result from pumping.

Table 3

Principal data regarding alternative developments of plant No. 1

Key No.	Installed capacity kW	Reservoir capacity B. C. F.	Pump capacity C. F. S.	Mean annual energy kWh^6	Min. capacity at 100 % L. F. kW	Min. weekly kWh^6	Mean annual load factor %	Cost per kWh	
								At switch board c	At central point c
B 1	13 750	2,0	0	64,5	4,575	0,750	53,5	0,483	0,594
B 2	27 500	2,0	0	64,5	4,575	0,750	26,7	0,597	0,819
B 3	55 000	2,0	0	65,0	4,575	0,750	13,5	0,810	0,966
C 1	13 750	4,48	0	74,0	6,000	1,010	61,0	0,590	0,687
C 1 E	13 750	4,48	300[3]	97,2	6,600	1,110	80,0	0,605[1] 0,635[2]	0,679 0,709
C 2	27 500	4,48	0	74,5	6,000	1,010	31,0	0,685	0,877
C 2 E	27 500	4,48	300[3]	97,7	6,600	1,110	40,5	0,690[1] 0,720[2]	0,836 0,866
C 3	55 000	4,48	0	74,5	6,000	1,010	16,4	0,875	1,011
C 3 E	55 000	4,48	300[2]	97,7	6,600	1,110	20,2	0,835[1] 0,860[2]	1,222 1,247
D 1	13 750	2,0	300	26,2	3,000	0,505	21,7	1,340[1] 1,450[2]	1,612 1,722
D 2	27 500	4,48	1000	74,0	6,000	1,010	30,7	0,845[1] 0,910[2]	1,039 1,104
D 3	55 000	4,48	1000	74,0	6,000	1,010	15,35	1,025[1] 1,090[2]	1,162 1,227

[1] Pumping energy included at 0.2 c per kWh.
[2] Pumping energy included at 0.35 c per kWh.
[3] For pumping runoff from 26 sq. mi. below diversion dam into reservoir.
Note: Capacity and energy figured at 80 % overall efficiency. Overall pumping efficiency assumed at 75 % from generating station to water delivered in reservoir.

The estimated overall efficiency of the combined operation of pumping and power generation from the pumped water, from the original source of pumping energy to the generated hydro output, was taken at 0.75 × 0.80 equals 0.60, which is believed to be unduly conservative. It is probable that this efficiency would be found to be from 63 % to 65 % in actual operation, thus showing greater economy for this type of operation.

Reference was made above to the possibility of constructing a low collecting dam and pumping plant as an alternative to the proposed 65 ft. diversion dam and canal. Comparative estimates of cost show that the annual cost of pumping would be approximately 25 % greater than for diversion. Since the annual costs of pumping against increased heads increase much less rapidly than those of dams of increased height, equality between these costs would be reached, were the diversion dam required to be but a few feet higher. In such case, pumping would prove economical, from the standpoint of delivered hydro energy cost.

Tables 2 and 3 show two different costs for the energy delivered to the interconnected system in those cases where stored water is pumped. One figure is for the case where energy for pumping is supplied at a cost of 0.2 c per kWh and the other for a cost of 0.35 c per kWh. The former contemplates the use of surplus hydro power which may at times

be bought for as low as 0.1 c per kWh, while the latter figure of 0.35 contemplates the use of increment cost surplus steam power. Tl latter figure is used in the comparisons, and consequently the result believed to be conservative.

In addition to increasing the energy output and capacity of Plant the stream flow regulation thereby afforded permits of greatly ii creasing the outputs and capacities of the lower plants. At the sar time, it reduces their energy costs and makes those sites practicab] of development, which is not the case, with unregulated flow.

Application of Generation Power and Energy to Typical Isolated Loa

It is of interest to apply the data concerning the projected alternativ developments to the load represented by Fig. 4, considered as an isolate system load.

The annual energy requirement of the system, at 40 000 kW peak an 46.5 % load factor, would be 163,000,000 kWh. The weekly requirement at the same peak load and load factor, is 3,900,000 kWh. From Table 2 the following data regarding the different combination projects ar abstracted:

Table 4

Key No.	Capacity kW	Mean Ann. Energy-kWh[6]	Min. Weekly kWh[6]	Mean Ann. Load Factor %	Cost per kW Delivered c
B 1	40 150	187,5	2,00	53,0	0,611
C 1	40 150	199,5	2,60	56,5	0,635
C 1—E . .	40 150	222,7	2,85	63,0	0,650
D 2	53 900	199,5	2,60	42,5	0,791
The Load .	40 000	163,0	3,90	46,5	—

Note: The cost per kWh. delivered is based upon the use of surplus steam power at 0.35 c per kWl for pumping in cases Cl E and D 2.

It is apparent that any of the projects can deliver sufficient energy in any but a subnormal stream flow year, but that, in the minimum stream flow week, there will be a minimum shortage of 1,050,000 kWh which must be made up from another source. At 100 % load factor, this would represent a capacity of 6,250 kW, which might well be in the form of a steam station of, say, 15,000 kW capacity, sufficient for reserve capacity against the outage of the largest of the hydro plants. Adding its cost to that of the delivered hydro energy, the unit cost, in case C_1—E, would be increased 0.18 c to 0.83 c equal to the cost of energy for a steam plant at 63 % load factor, with coal at $ 1.00 per ton. Since coal costs $ 5.00 per ton in this locality, the competitive cost would be 0.96 c per kWh.

Should it be necessary to sell the remaining 69,700,000 kWh at 0,2 c (assuming an average annual steam plant production of 10,000,000 kWh to meet low water deficiencies, which is a liberal assumption) the average net cost of the 163,000,000 kWh firm power delivered to the system would be 0.93 c per kWh, which still remains lower than for steam energy with $ 5.00 coal.

Since remarkably uniform flow regulation can be secured, much the greater part of the excess energy can, without doubt, be sold to the interconnected utilities at rates much higher than 0.2 c. These projects are therefore economical under the conditions prevailing in this locality.

Acknowledgments

The author wishes to record his indebtedness to Messrs. George A. Orrok, M. Am. Soc. C. E., Mem. A.S.M.E., and Joel D. Justin, M. Am. Soc. C. E., for the many valuable suggestions and data received from them which were vital to the preparation of the paper in its present form.

Zusammenfassung

Der Bericht befaßt sich mit der Wirtschaftlichkeit der Wasserkraftausnutzung im besonderen Hinblick auf hydro-elektrische Projekte. Die Praxis der Vergangenheit und Gegenwart bei der Nutzbarmachung der Wasserkräfte wird besprochen, ebenso die wirtschaftlichen Faktoren, wie Spezialisierung der Industrie, erhöhte Wirkungsgrade und Leistung der Generatoren, reduzierte Raumansprüche pro Energie-Einheit, reduzierte Erzeugungskosten und das Zusammenschalten voneinander unabhängiger Stromquellen zu großen Netzen, die die veränderten Verhältnisse der letzten Zeit hervorgebracht haben. Die Beziehung der verbesserten Wirkungsgrade und der verringerten Kosten der wärmetechnisch erzeugten elektrischen Energie zur Wirtschaftlichkeit der Wasserkraftwerke wird ebenfalls behandelt.

Die Wasserkraftwerke werden nach dem verfügbaren Wasserzufluß und der durch Speichervorrichtungen erreichten Regulierbarkeit desselben eingeteilt. Der Einfluß der festen Leistung und der jährlichen primären Energie-Erzeugung auf die wirtschaftliche Berechtigung der Wasserkraftanlage gegenüber der Thermo-Kraftanlage wird besprochen. Der Bericht behandelt auch die Einwirkung verschiedener Belastungs- und Veränderungsgrade auf die Kosten der verschiedenen Komponenten eines Wasserkraftprojektes wie Wasserspeicherung, Staudamm, Wasserleitung, Krafthaus und Ausrüstung; ferner wird der Einfluß der örtlichen physischen Bedingungen auf die Kosten betrachtet. Das Streben nach Vereinfachung und Verringerung der Kosten unter Wahrung der Wirtschaftlichkeit und Zuverlässigkeit und viele andere Fortschritte, Bestrebungen und Erfindungen der letzten Zeit, deren Verwendung unter angebrachten Umständen die Wirtschaftlichkeit hebt, werden besprochen. Auch das Prüfen von hydraulischen Konstruktionen auf Wirkungsgrad, Arbeitsweise und Kostenersparnisse bei Vollausbau an Hand von Modellen wird erwähnt.

Der Bericht schließt mit einem anschaulichen Beispiel, in dem Vergleiche gezogen werden zwischen der Wirtschaftlichkeit verschiedener Projekte für den Ausbau der Wasserkräfte desselben kleinen Flusses bei erheblich verschiedenen Belastungsgraden und unreguliertem Zufluß, teilweise regulierter Speicherung und vollständig regulierter Speicherung. Die Wirtschaftlichkeit der Pumpenspeicherung gegenüber der Speicherung von Wasser, das aus dem Hauptgewässer zum Staubecken eines Nebenflusses abgeleitet wird, wird untersucht für verschiedene Staubeckeninhalte und Pumpvermögen und verschieden hohe Pumpkosten.

Die vorhandene Leistungsfähigkeit und Energiemenge wird auf die Belastungskurve einer typischen isolierten Belastung angewendet und deren Möglichkeiten, Begrenzungen und erforderliche Dampfzuschußenergieleistung und die sich so ergebenden Energiekosten pro Einheit bestimmt.

Die Stromkosten pro Kilowattstunde an der Schalttafel und bei Abgabe an die großen Überlandnetze sind in Tabellen zusammengestellt worden. Sie werden in Diagrammen mit den entsprechenden Dampfstromkosten verglichen. Die entschiedene Abnahme der Kosten hydraulisch erzeugter gegenüber thermisch erzeugter Energie bei geringem Belastungsgrad und bei Spitzenleistungen wird graphisch gezeigt. Die dieser Studie zugrunde gelegten Hilfsdiagramme sind im Bericht ebenfalls enthalten.

Canada

Recent Trends in Water Power Development in Canada

Canadian Management Committee

T. H. Hogg

The activity in hydro-electric development in Canada, during the past five years, has been phenomenal. The demands of domestic, commercial and industrial load in the communities throughout the country have exerted a steady and increasing pressure in the fields of design and construction. At the end of 1923, turbine installations had a capacity of 3,200,000 horsepower, and at the end of 1928, 5,350,000 horsepower. Furthermore, new developments under construction at present will have an additional aggregate capacity in excess of 1,000,000 horsepower.

Particular industries have, on their own initiative, been responsible for some of the outstanding developments in Canada today, and the co-ordination of the water power resources with those of the mines and forests has resulted in the establishment of communities in areas which, a few years ago, were known to few, other than prospectors and surveyors. These new industrial centres, which are growing on the frontiers of our provinces, are the future markets for power, creating a further stimulus to manufacture. This development brings sharply into relief the realization that cheap power, such as abounds in Canada's water power resources, is destined, more than any other single contributory factor, to lay the foundations of the country's future industrial growth.

In recording the immense increase in the utilization of hydro-electric power throughout the Dominion, reference should be made to the systematic investigations carried out by the Dominion Water Power and Reclamation Service of the Department of the Interior from coast to coast. Through the agencies of this organization there have been co-ordinated the stream measurement studies of all the provinces, with the result that the financier and the engineer interested in the development of hydro-electric energy are in a position to plan their undertakings upon dependable stream flow data secured by uniform methods and with standardized equipment.

The above named organization has supplemented its stream flow studies in the territory of Western Canada, over which it has administrative jurisdiction, with detailed power and storage surveys of all the power rivers within the reach of early commercial exploitation. All these data are made available without cost to those interested in the development of the Dominion's water resources.

Water power development in Canada is governed, in general, more than ever before, by the consideration of economy. This has always played a prominent part in the design and construction of plants, in conformity with the conditions existing at the time of their inception; but the possibility, and, in some cases, the actuality of restriction in water supply, head and convenient and cheap power sites, have brought into prominence, methods of design and details of construction which were foreign to the field of water power development a decade ago.

With the exploitation of the cheaper and more easily developed water powers, the increasing power demand has turned attention to the more remote, and more costly, sources of supply. While the regions in which the great majority of water powers abound have no known native fuel resources, the rapid advances that have been made in recent years, and the promise of further advances in the low cost production of electrical energy from coal, bring closer the day when steam plants will challenge the present supremacy of hydro-electric power, even in these districts. This has called into play a tremendous effort to offset, in whole or in part, the additional cost of these more expensive developments by devices to increase the efficiency of the component parts of the plants, to the end that as large a proportion as possible of the potential energy of the stream may be converted into usable power. The reduction of loss of head in hydraulic structures, and the increased average efficiency of water wheels over their range of loads is of paramount importance. To increase the output and reduce the cost of investment are the primary objectives in power plant design at present, and indications point to the increasing stress on these aspects, as time passes. Further, economy is at times exercised in the reduction of operating costs, where the installation of automatic or semi-automatic plants can justifiably be made. For isolated plants, the curtailment of cost and increase in net revenue are dependent entirely on refinements in design and construction, details of which are illustrated below in the examples cited.

Simplified layouts are becoming numerous, with the rejection of all but essentials; conservation of water is more carefully considered, and storage of impounded water, together with reduction of leakage or diversion, is being carried to a further degree than ever before.

The structures conveying the water to and from the turbine, which are subjected to the closest scrutiny with a view to efficient design, are the intake works, canal, tunnel or pipe line, distributors and draft tube.

In the case of the mechanical equipment, steady progress has been made in turbines, governors and their appurtenances. The relief valve is being dispensed with where pipe line conditions warrant its omission and the governor be allowed to reduce pressure rise by adequate adjustment. These, and similar modifications when possible, are effecting substantial savings in development costs.

Simplification of generator design and an increasing use of outdoor transformer and switching stations are becoming evident.

The salient features in which methods of design and construction have progressed are discussed below, and illustrated by examples drawn from a number of developments built recently, or at present under construction.

Intakes

Among the important changes in the design of intakes is the omission of the superstructure for the same. The provision of special devices to perform the usual duties of a crane in the handling of the racks and headgates, and the proper consideration of the particular conditions for each development have permitted satisfactory operation in latitudes having most severe winter climates. The use of self-contained rack structures supported in checks in the headworks walls is another feature offering considerable advantage by permitting the easy and quick removal of the same when necessary. The heating of racks by low voltage electric current has been of considerable assistance in plants where frazil offers difficulties in operation.

Headgates, with roller trains rigidly attached to the body of the gate, are now being used to overcome the difficulties in operation of gates having loose roller trains. Where operation under high heads is necessary, the gates are now being built with a continuous roller train and fitted to rest on an inclined seat when in the closed position. New forms of sealing devices are also being introduced, and in this connection the use of a flexible brass sealing strip has proven very satisfactory.

The draft distributor proposed by Messrs. Johnson and Wahlman, for the Queenston development on the Niagara River, was described at the former conference. The feature of this design is that a uniform draft is secured through the full length of the distributor. This same type has been built in several installations since then, where reduction of intake loss and protection from floating debris or ice were imperative, and its use in the future will probably be more general. It offers particular advantage where the water supply is to be drawn from a shallow head pond, by materially reducing excavation necessary to secure the required depth as compared with the more conventional type. An intake of this type, which went into service recently, is that at the Grand Falls development on the St. John River in New Brunswick. This will be called upon to deliver 7,500 cubic feet per second to a tunnel $24^1/_2$ feet in diameter.

Dams

In the development of water powers, it is to be expected that those sites offering the greatest natural head and requiring the least construction in the way of dams would be developed first. In consequence, an increasing number of plants are being constructed which involve the use of large dams to create the desired head. Such dams are usually higher and frequently of much greater length than those whose principal function is to maintain a head pond and to provide a proper seal for the intake to the water passages.

Several developments, in which dams of large proportions concentrate the river gradient, have been completed recently, or are at present under construction. Among these are the Ghost Development on the Bow River in Alberta, the Seven Sisters Development on the Winnipeg River in Manitoba, and the Alexander Development on the Nipigon River in Ontario. As a result of the increased volume in such structures, there is presented a greater opportunity than heretofore for the economical use of the earth fill type of dam, although this type has been used in Canada for many years. Two examples are included in the above mentioned developments now under construction, namely, the Ghost and the Alexander plants.

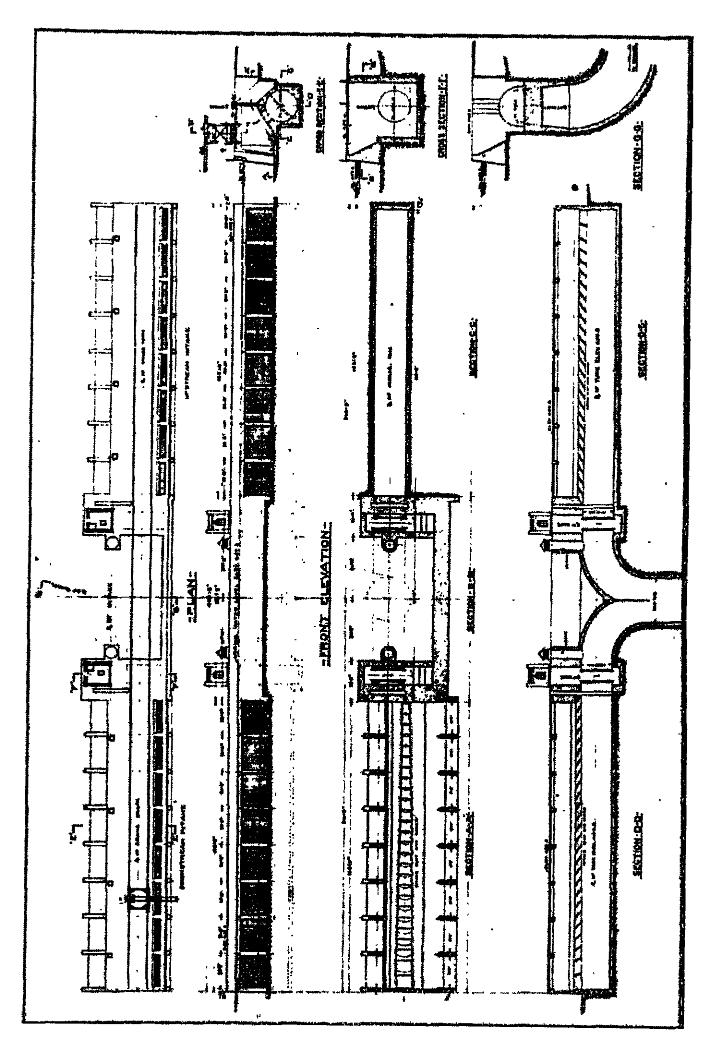


Fig. 1. Grand Falls Intake. This intake was designed to deliver 7500 cubic feet per second, and consists of two concrete tubes, 17½ feet in diameter, discharging into a tunnel 24 feet in diameter. It is close to, and parallel with, the river bank, and was built in the dry without cofferdams or extensive pumping.

At the present time there are two favoured methods being used in the construction of large earth fill structures, namely, the hydraulic fill and semi-hydraulic fill. The dam at the Ghost Development is being constructed by the hydraulic fill method. In this case the material is handled by dredge pumps to pipes having outlets at suitable points for distributing material along the dam. As a result of the method of distribution employed, the finer material is carried to the centre of the structure to form an impervious core, and the coarser material is deposited in the outer section of the dam.

The dam which is being constructed for the Alexander Development is of the semi-hydraulic fill type. In this instance the material is trans-

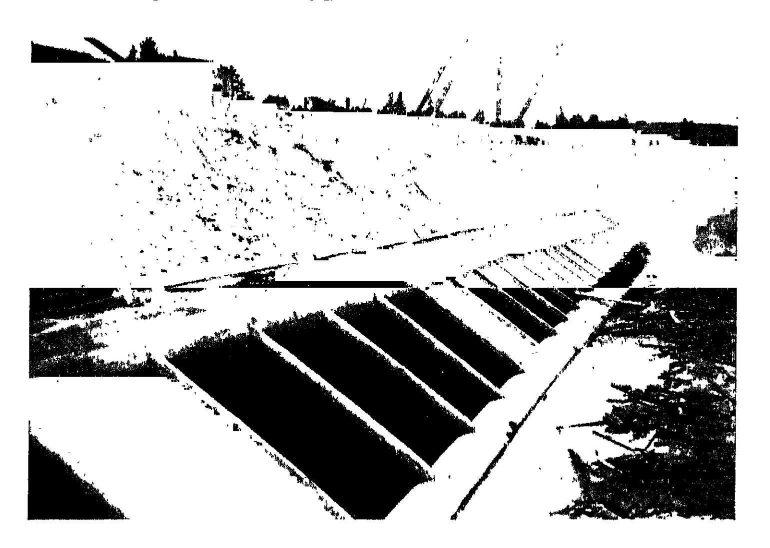


Fig. 2. Exterior of Intake Tube at Grand Falls Development. These tubes, two in number, are 17 ½ feet in diameter. The vanes in the intake slot are set at angles and spaces varied from end to end to effect the desired distribution of the draft throughout the length of the tube.

ported to, and deposited in, the sides of the dam by train and other mechanical means. By the use of hydraulic monitors, located on scows floating in a central pool, the finer material is segregated from the coarse, and is washed into the centre of the structure, forming a water-tight core.

Both the above mentioned methods have proved satisfactory, and each has its advantages, depending on the conditions obtaining at the particular site.

In the case of masonry dams, no important changes have been made in the design or construction, except in the case of dams with steel gates, where more positive means are now being provided for the heating of the gate checks and of the gates themselves to prevent the freezing of

the gate to the checks and the accumulation of ice on the face of the gate. Such provision makes it possible to operate the gates during the winter season, without danger of damage to the operating mechanism or without delays during times of emergency.

In the design of steel sluice gates, changes similar to those mentioned under headgates are being made to overcome the difficulties resulting from the breakages of roller train cables.

The use of fixed rollers on sluice gates of such large dimensions as are now used, required heavier operating mechanism and heavier supporting structures for the same, without resulting increase in cost.

Where heavy ice forms on the head ponds of power plants, considerable attention has been given to securing protection against the ice

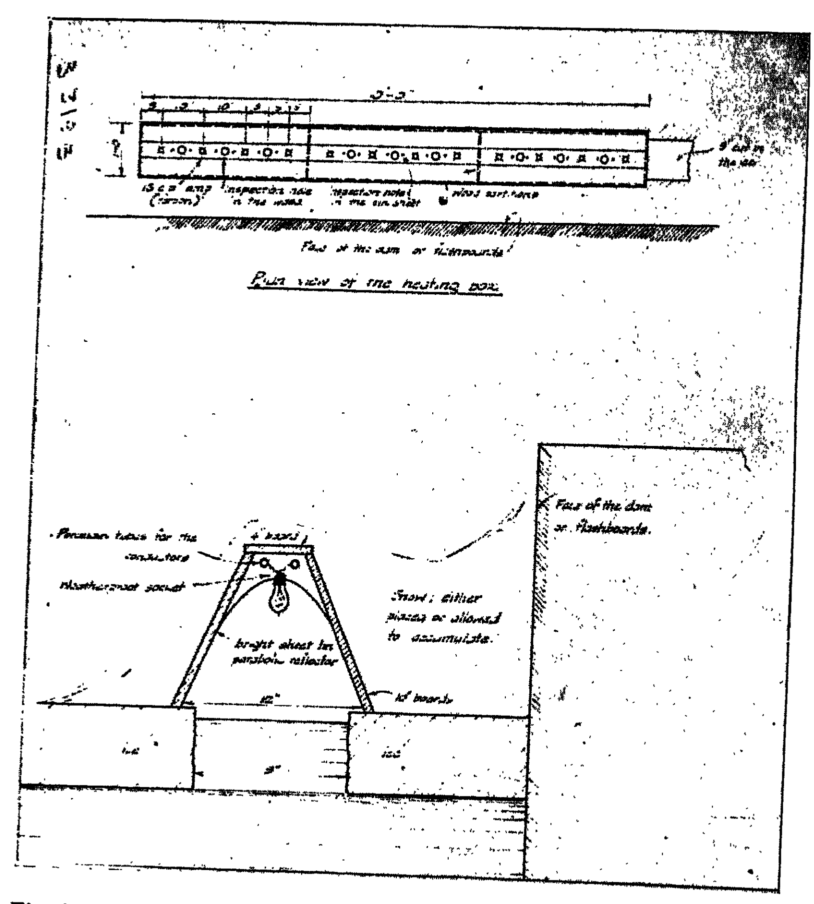


Fig. 3. To relieve ice pressure on dams, reflectors of the type here illustrated are used by the City of Winnipeg System to maintain an open channel close to the face of the dam.

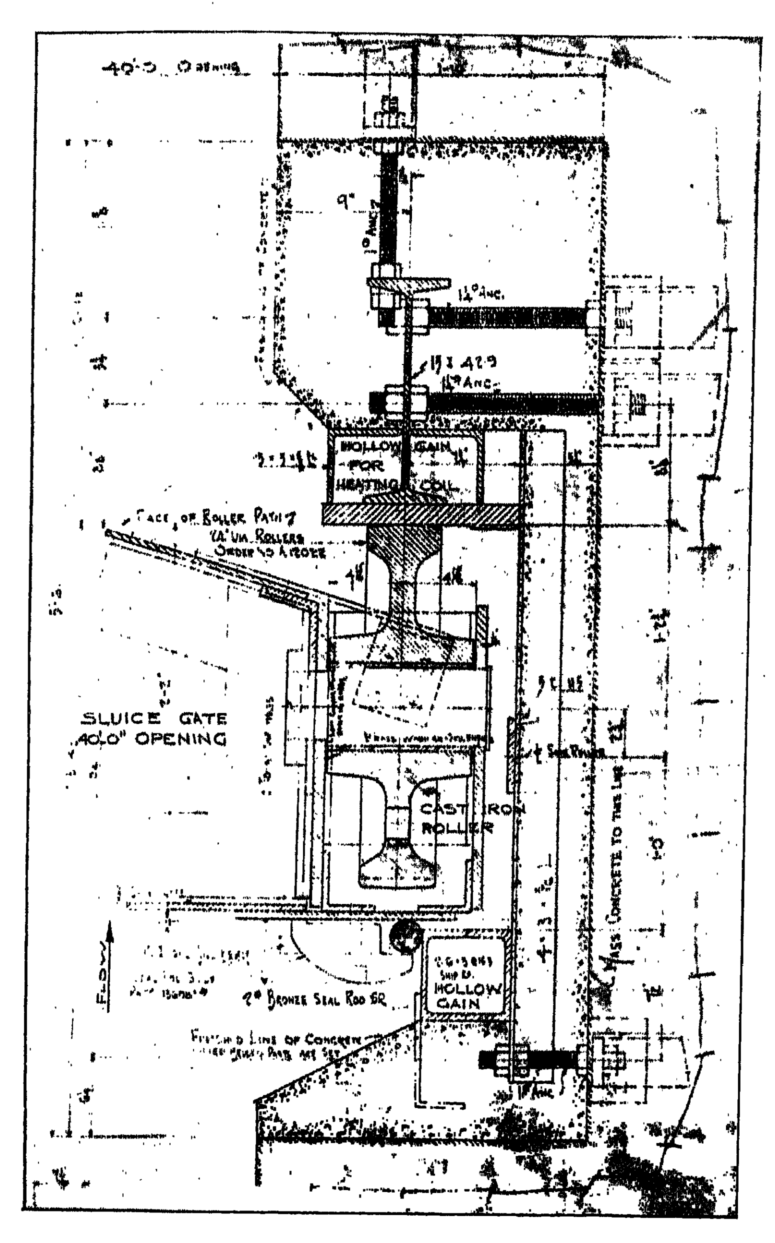


Fig. 4. Section Through the Gains for Gates for Back River Developments. To ensure operation in severe Winter weather, hollow gains are provided, in which heating elements are installed.

action on the head walls, gates, dams and flashboards, particularly when the forebay is subject to much variation in level. Generally, the protection is secured by maintaining an open channel along the face of the structures by one of several methods, the most common of which are, cutting by hand or steam saw, by agitation of the water with compressed air, and by the use of heat reflectors mounted along the face of the structure.

Owing to the nature of the terrain over the greater part of Canada, very few examples of arch dams are to be found, but these are now making their appearance in the development of water powers in British Columbia, where the deep valleys of the Rocky Mountains offer opportunities for the economical use of this type of structure.

Tunnels

In tunnel construction, considerable advance has been made in the case of large sections. Several well known examples exist where the cross-sections have greatly exceeded those used in former works. The Niagara Falls Power Company's pressure tunnel is mentioned, because of its great size, although situated in the United States on the Canadian border. It has a horseshoe section of cross-sectional area equivalent to a circle of 32 feet in diameter, with a concrete lining 18 to 24 inches in thickness.

The largest pressure tunnel in Canada is that of the Grand Falls plant in New Brunswick. The section is also of horseshoe shape, and equivalent to a circle of $24^1/_2$ feet in diameter. It is lined with 18 inches of concrete.

The extension to the Shawinigan Falls plant, Quebec, includes a 20 foot diameter tunnel, lined with concrete.

In all of these, the greatest care was taken in design to obtain a channel of correct economic size, and, by construction methods, to have an alignment and a smooth surface finish that would reduce losses to a minimum.

Draft Tubes

Difference of opinion still exists regarding the respective merits of the various designs of draft tubes, with considerable favour going to the concentric type. While many of these have been constructed with satisfactory results, the increased cost of installation and the questionable advantage of this type in practical results, over its competitors, may result in a reversion to the cheaper, and withal efficient, elbow type of draft tube. Concentric draft tubes have been found to have a decided advantage, in many cases, in improving the part gate efficiency and in reduction of vibration and shock, due to variation of the draft-tube vacuum. There appears to be, however, a structural weakness in the high central cone used with certain types of concentric draft tubes, and a number of cases have been reported where failure has taken place, probably due to repeated shock stresses. From the record of the performance of this central cone, it would appear advisable to have the

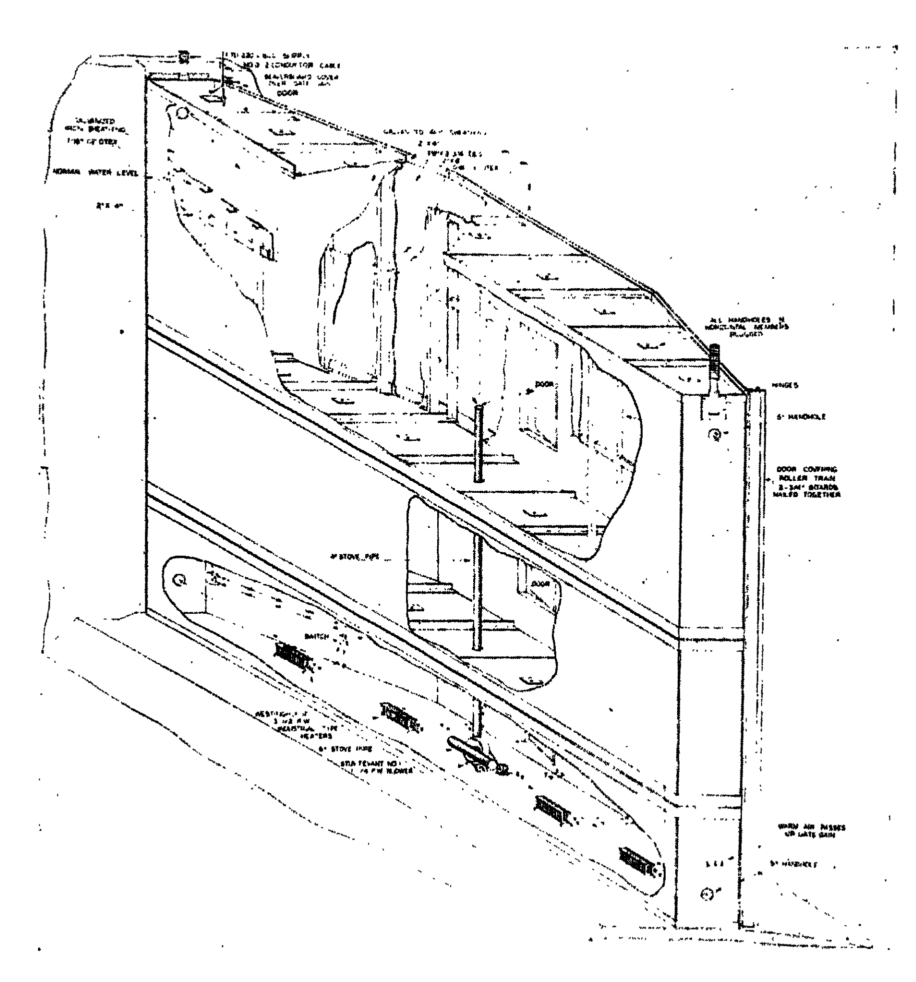


Fig. 5. Isometric View of Sluice Gate to Show Housing and Heating Arrangements in Use at the Hemmings Falls Development of the Southern Canada Power Company in Quebec.

cone built with a complete steel sheath filled with concrete. This steel cover acts both as reinforcement for the cone and also as the form work for the construction of the same. The limitation of the height of the cone to a point where the loosening of any part of the same would not permit its coming in contact with the runner also appears as an advisable safeguard against serious damage as a result of any failure of this portion of the draft tube.

With runners having high specific speeds, pitting of the upper portion of the draft tube has been the experience in many instances. To assure quick and inexpensive repairs, renewable steel plates have been provided where the conditions were such that pitting was anticipated.

In low-head plants, the design of the draft tube becomes of greater importance, particularly with turbines of high specific speed, owing to the greater proportion of the total head represented by the draft head on the unit.

A recent development in connection with draft tubes is the use of ejectors, or underwater sluices, connecting directly from the intake to the draft tube chamber. These ejectors are controlled by submerged sluice-gates, which, when opened, permit of a heavy discharge into the draft chamber, thereby increasing the draft head and the capacity of the units. These are, of course, operated only during periods of high flow, when the tailwater is above normal level, and in conjunction with movable blade runners, they add materially to the output of the units at this time.

Water Wheels

Water wheels, for use in low head installations, are passing through a period of rapid development. The demand for increased efficiency in the use of water and for reduction in dimensions and number of units, has focussed the efforts of designers on the work of producing a high speed wheel to fulfil these requirements, with the result that the propeller wheel is rapidly dominating the low head field. This wheel has, until recently, been used in Canada with fixed vanes, but there are indications that movable vane type, or Kaplan turbine, may be employed more widely for such installations.

The earlier predictions regarding the limiting value of head under which propeller wheels could be justifiably selected, have been discounted. Actual installations of this type have been successfully made under heads up to 60 feet, with the probability of their use under higher heads. It is regarded in some quarters, with no little confidence, that successful use of the propeller wheel will shortly be made with heads in excess of 100 feet. Experiments are at the present time being conducted with this end in view.

A digression, to explain a condition common to many parts of the country that permits the efficient use of single unit plants with propeller type runners, may prove of interest at this point. There are large areas in various parts of the Dominion in which transmission networks, supplying hundreds of municipalities, draw energy from many different developments. By having centralized control of operation of a group of plants, it is possible to use all units at maximum efficiency, one or the other plant being shut down entirely, or run at maximum efficiency, as the load in the system varies from hour to hour. Propeller turbines, with fixed vanes, reach their maximum efficiency at or near full gate opening, and are usually inefficient at fractional gate openings. In large interconnected systems, it is possible to limit the operation of such turbines to loads at which they will be highly efficient. High maximum efficiency thus beomes of importance, and low part gate efficiency of less significance. In such cases, the advantage in part gate efficiency,

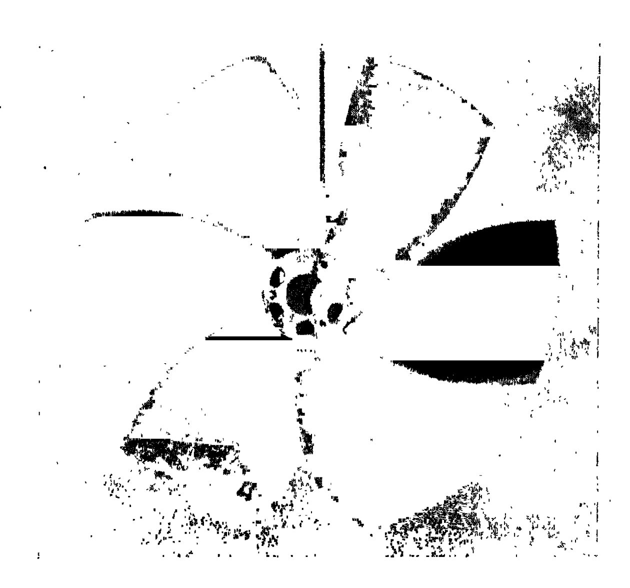


Fig. 6. Propeller Type Runner with Fixed Blades. The turbine runners at La Gabelle in Quebec and at Great Falls, Manitoba, are identical with the one illustrated. The former have a capacity of 30 000 horsepower under a head of 60 feet, and are 15′-9½″ in diameter, and the latter have a capacity of 28 000 horsepower.

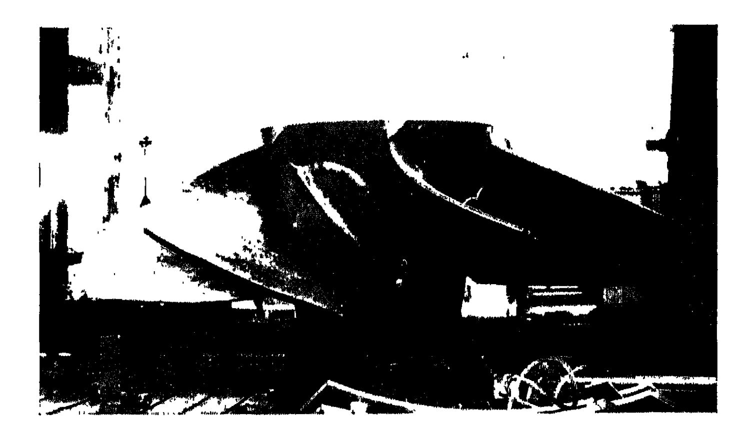


Fig. 7. Runner for Back River Development. The runner illustrated is rated at 8800 horsepower under a head of 27 feet. Vanes may be adjusted manually to suit the prolonged reduction in head, down to 18 feet, that is experienced in the Spring and early Summer.

possessed by the propeller turbine with governor controlled vanes, is discounted. The propeller turbine with fixed vanes is thus able, in large systems, to give efficient service, and, being less expensive and less complicated, has found frequent application.

These same conditions have prompted the use of plants in which the whole capacity of the site is developed in a single unit and, in general, in the use of as few units as the state of the art will permit. The consequent increase in unit capacity has enlarged the field of application of propeller and other high specific speed wheels.

In many low head plants there are periods, more or less protracted, during which the head available is reduced considerably below normal.



Fig. 8. Blade of Runner for Back River Turbine. The detail of the trunnion of the blade, extending into the runner hub, is clearly shown.

The period of reduced head is usually coincident with a period of ample water supply. For these conditions, the fixed blade propeller unit is at a disadvantage and, in some cases, has been supplanted by turbines with manually adjustable vanes. An example of the installation of these turbines is found in the Back River development, about eight miles from Montreal. The Back River is one of the channels through which the Ottawa River reaches its outlet into the St. Lawrence. The average regulated flow is 20,000 cubic feet per second, for which condition the head is 26 to 27 feet. When the flow reaches a flood stage of 90,000 cubic feet per second, the head is reduced to 18 feet. There are six units installed at present, with an ultimate installation of ten. Three of the runners are 192 inches in diameter and have four vanes, and three are 185 inches in diameter with six vanes. The vanes are adjustable to suit the varying head and flow conditions, the adjustment being made manually and requiring

that the unit be shut down. The adjustment will require only a few minutes, and as the period of low head is of considerable duration, this is not a serious disadvantage, as compared with the resulting gain in power.

Among the typical Canadian installations in which propeller type runners of the fixed vane type are used, are those at La Gabelle in

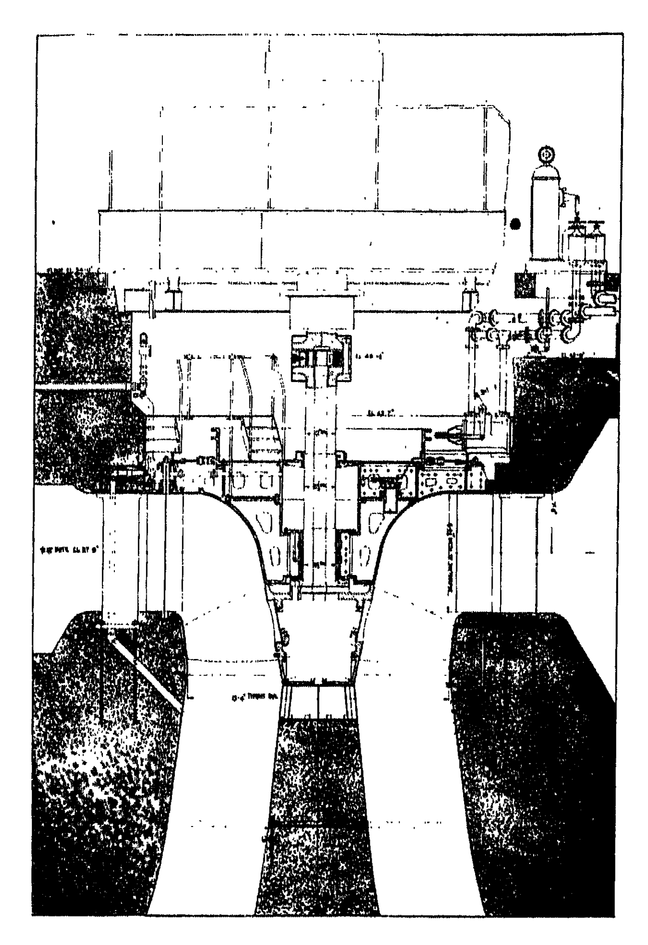


Fig. 9. Section Through one of the Back River Development Units. The vanes are adjustable, the adjustment being effected at the coupling through the hollow shaft.

Quebec, and Great Falls and Seven Sisters in Manitoba. At La Gabelle the turbines are of 30,000 horsepower capacity under a 60 foot head. At Great Falls, on the Winnipeg River, there are six 28,000 horsepower units operating under a 56 foot head, and at Seven Sisters, on the same river, the installation now in progress will have runners with a capacity of 37,500 horsepower under a head of 66 feet. In connection with the

last, it is interesting to note that these units will operate at a speed of 138.5 r. p. m.

One installation of three Kaplan turbines is in progress in Nova Scotia at present, the first of this type to be used in Canada.

The quest for units of greater capacity and high speeds has produced runners (of the Francis type) having blades of decreased width or having a smaller number of blades. Both tendencies shorten the channel and

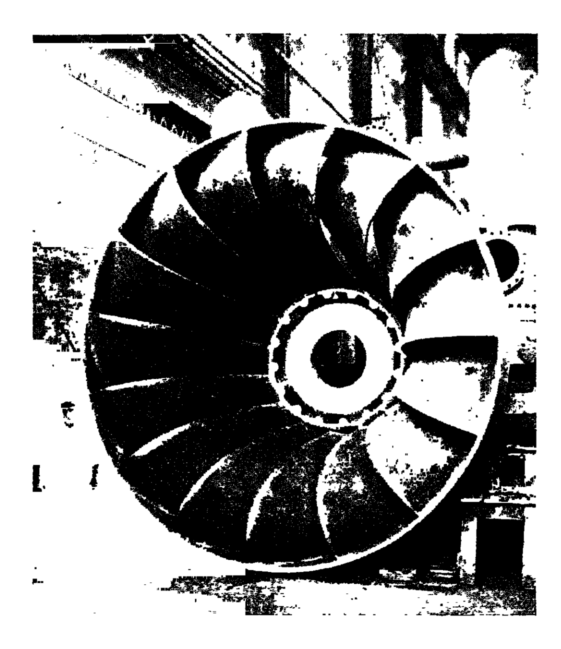


Fig. 10. Francis Runner for West Kootenay Plant in British Columbia, typical of many large runners used elsewhere throughout the country.

guide the water less definitely and less positively. They also tend to increase the discharge. The combination of lack of guidance and the use of higher velocities result in a greater tendency towards pitting than is found with the original types of design. This shortening of the passages usually results in higher efficiency, offsetting the disadvantage of increased liability of pitting. Much attention has been given to means of overcoming this weakness, and, among others, reduction of the draft head and the coating of the runner with special alloys have been resorted to. While various degrees of success have attended these methods, it would appear that, if certain limiting relations of specific speed and head, and limiting values of draft head are exceeded, pitting may be expected. These facts have long been given consideration in connection with the fixing of speeds and setting for Francis turbines, but there appears to be a tendency to overlook the specific speed-head relation in dealing with propeller type units.

There are many plants where the periodic repair of pitted runners is considered as necessary maintenance. In many of these plants the saving in first cost, resulting from the higher speed, more than justifies the increased annual expenditure. Repair of pitted runners by electric welding is the universally adopted method. On plants having a number of units installed, it is a common practice to have a spare runner, in order that the time the unit is out of service is limited to that necessary to change the runners. In other plants, particularly with runners of large physical dimensions, the runners are welded in place at a considerable saving in time and expenditure.

Governors

Changes have taken place, and are in progress, in the flyball drive, governor control and governor pumping systems.

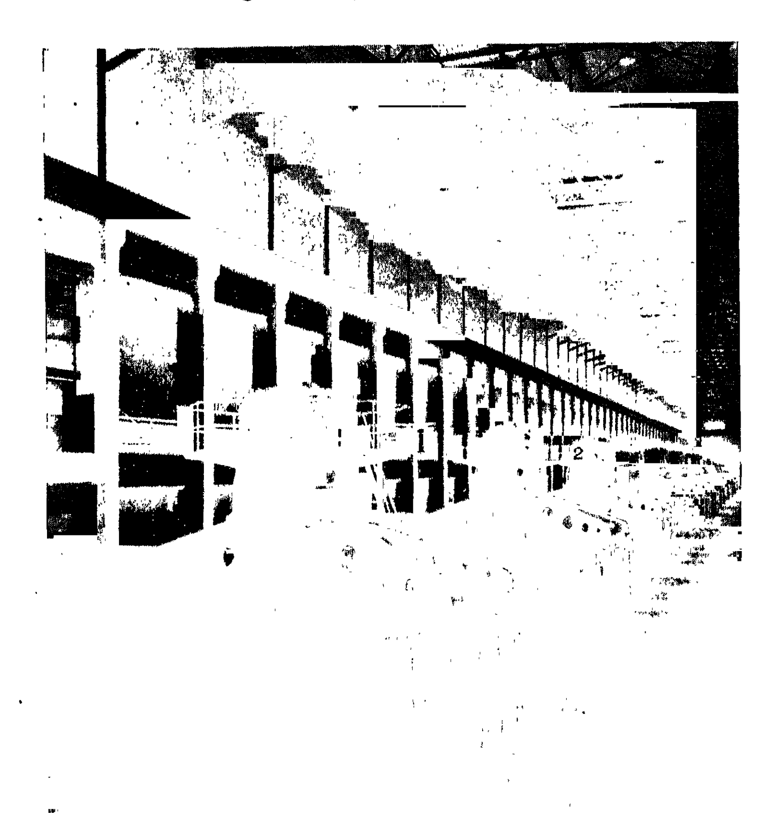


Fig. 11. Interior View of the Generator Room at Isle Maligne on the Saguenay River, Quebec. This station contains eleven turbine units rated at 45 000 horsepower under a head of 110 feet. The generators are rated at 30000 kVA.

As between the arrangement of all the parts of the system in one housing containing actuator, servomotor and pumping system, and the arrangement of these parts separately from each other, the latter method has found greatest favour in Canadian practice.

The use of vertical units and development of automatic stations have focussed attention on the reliability of the driving power for the governor flyballs. Failure and slipping of governor belts have been experienced frequently, especially with vertical units. Electric motor drive for the flyballs has therefore been used to a great extent in new plants, and has replaced belt drives in a number of other cases. The motor drive assures reliability of service, gives finer speed control, and eliminates slippage and friction.

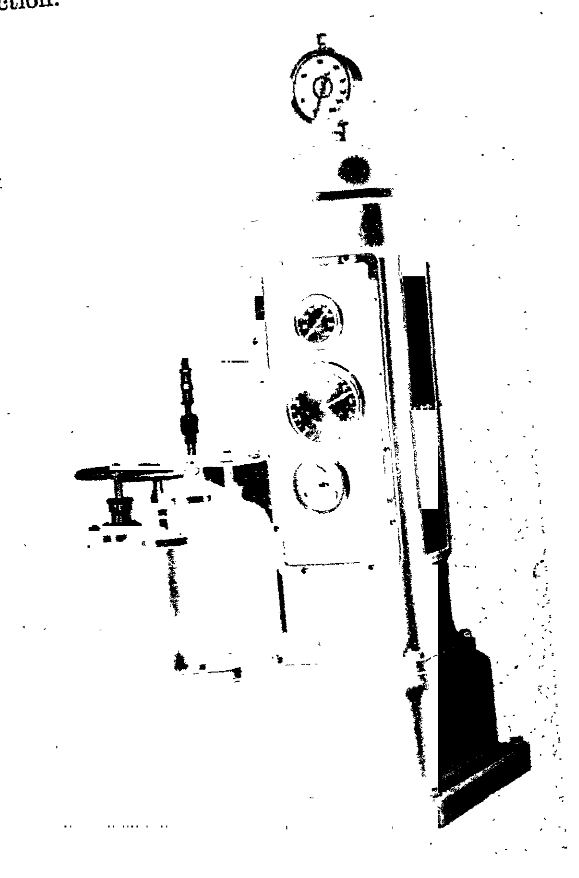


Fig. 12. Woodward Actuator Type Governor. This type of governor is used at the Cameron Falls plant on the Nipigon River, and at the Paugan, Chelsea and Farmers Plants on the Gatineau River. In all of these plants the flyballs are motor driven.

On certain governors the flyballs are of small size and require very little power to drive them. For these, ordinary instrument transformers connected to the generator leads, are sufficient. Numerous installations of this type are in service. For large flyballs, more driving power is required. In such cases, service transformers, or auxiliary generators, must be used. It is proposed to use auxiliary generators of small capacity, mounted on the main generator shaft, for new installations. No such arrangement is as yet in service in Canada, but a large development now under construction is to use this source of power for the governor drive.

Although electric flyball drives are generally considered more reliable than belt or gear drives, the practice is to equip the governors with sufficient safety devices to prevent overspeed, or other accidents, due to failure of power supply to the motor. As a further improvement, manufacturers are now equipping actuators with automatic load limit-



Fig. 13.
Allis-Chalmers Governor With Motor-Driven Flyballs.

ing devices, automatic synchronizing devices and locking devices for turbine gates and generator brakes.

Electric flyball drives are being used at the Back River development, the tenth unit in the Queenston development, at the Gatineau River plants, to name only a few, and generally on automatic plants.

As power stations with a number of large units came into use, there was departure from the practice of using oil as the governor fluid. Water, with sufficient potassium bichromate in solution to prevent rusting and to improve its lubricating quality, was substituted. At present, the largest power stations in Canada are operated with this governor fluid, and sufficient experience has been obtained to compare it with oil. It has been found to operate satisfactorily, if the system is kept clean. Otherwise, slimy matter tends to clog the more delicate parts of the governor mechanism. Constant care must be exercised to keep the correct percentage of bichromate in solution to prevent rusting.

Centrifugal pumping units of large capacity were found necessary in order to reduce heating of the governor fluid. Duplication of the pumping units was also necessary to assure continuous service. The centrifugal pump is at a disadvantage in the event of a drop in frequency, as the governor pressure is then reduced, crippling the whole system.

The unit system, however, still finds much favour, using small high speed pumps of the gear-rotary type, with oil as the transmitting medium. Flexibility and reliability are secured by interconnecting the pressure and return mains of the several unit systems.

Surge Tanks

While the surge tank has been necessary in many power plants, to afford relief for excess pressure due to sudden stoppage of flow in pipe lines, and to afford speedy acceleration of the water column on sudden demand, there are conditions developing in the field of power distribution that may permit its omission from some plants where formerly it might fairly have been considered indispensible.

In the case of isolated plants, the standpipe still offers the best means of furnishing extra flow in the event of sudden demand of load, but, in an interconnected system, the flywheel effect of all the rotating machinery exerts its influence on the speed regulation when load changes occur. In such cases the large available inertia is sufficint to maintain the system speed until the water column in the conduit is accelerated sufficiently.

The conditions arising from rejection of load on such a system are met by increasing the time of the governor stroke to such a degree that the pressure rise is kept within limits that may be provided for by reasonable structural design, the speed rise of the unit being controlled by the inertia of the connecting lines and the load of the whole system.

The above must not be read as meaning that the surge tank may be eliminated in all cases. As already pointed out, in isolated plants with long conduits and in large plants with long conduits, the surge tank is a very necessary part of the installation. The differential surge tank is generally preferred as having distinct advantages over the simple tank.

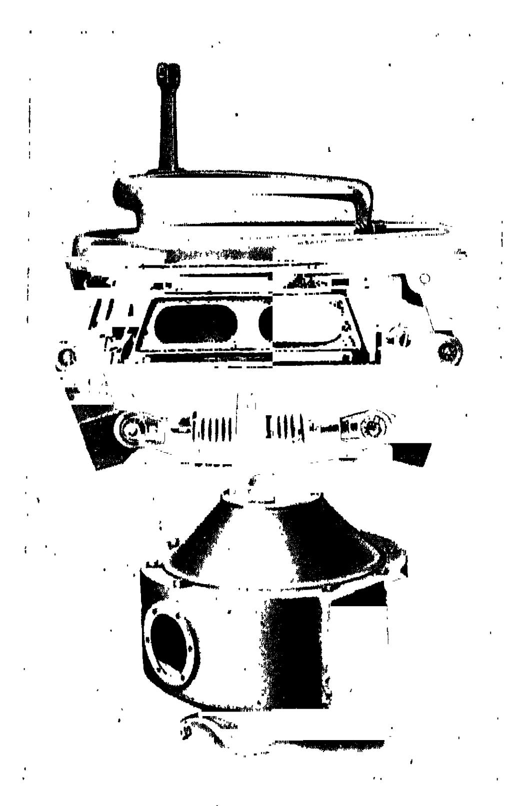


Fig. 14. Flyballs Mounted Directly on Turbine Shaft. A type of drive in use in a large number of installations, eliminating a number of the objectionable features of both belt drives and motor drives.

Bearings

Considerable interest has been aroused by the employment of rubber in the mechanical details of power plants, more particularly in the case of guide bearings and valve seats.

Marked success has attended the attempts to decrease leakage through large control valves by the use of rubber sealing rings. The experience with water lubricated, rubber guide bearings has been most encouraging; so much so, that they have been substituted for

lignum vitae or oil bearings, with superior results. They appear to be particularly applicable with sediment-bearing water, where the lignum vitae bearings are subject to excessive wear, but particular attention must be paid to insure continuous water supply.

In the case of large butterfly valves, where it is necessary to reduce leakage to a minimum, such as would occur when a unit is used only to carry peak load, and will remain shut down for comparatively long periods, successful attempts have been made to secure a practically watertight valve by the introduction of a rubber seal. The valves used for this purpose are of standard butterfly type, with the sealing effect supplied by a hollow rubber ring, mounted in the periphery of the

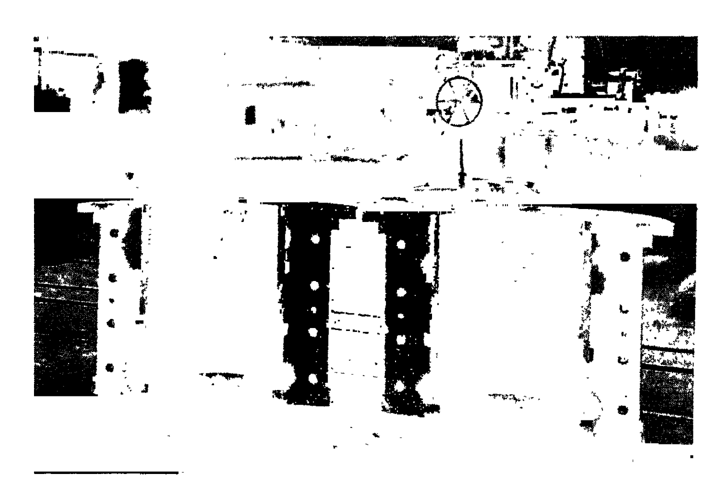


Fig. 15. In several recently built developments, water lubricated rubber guide bearings of the type illustrated have been used and have been found to possess an advantage in many cases over babbitted and lignum vitae bearings, particularly in silt laden waters, in reducing the amount of wear.

housing, and pressing against the outside of the wicket when closed. The pressure of the sealing ring against the disc is developed by water pressure within the sealing ring. Later designs have provided for the seal to be placed around the wicket itself, thus avoiding the collection of silt in the recess formerly necessary in the valve housing. Careful experiments were necessary to determine the best pressure and design of this sealing device, and the tests which took place found the leakage, in at least two installations of valves of approximately 20 feet in diameter, to be less than one-half second foot.

Attempts have been made to decrease leakage around guide vanes by the use of rubber, but do not seem to have met with sufficient success to induce its inclusion in design.

Automatic Plants

The successful operation of automatic plants has enabled the development of small water powers, where the cost of operation would formerly have been a deciding factor against their exploitation.

With simplicity of layout, economy of design, and reduction of operating costs, these plants are becoming more in evidence, and these small additional sources of power are making themselves felt, in the aggregate, particularly in those systems which do not contain any of the great power concentrations such as exist on the greater rivers of the country. The result is that electric power is available over much wider sections of the more sparsely settled country than would have been considered economically feasible a few years ago.

Control systems may be described as fully automatic, remote or supervisory, although these terms lack definiteness of application. In the fully automatic plant, starting and synchronizing, or stopping the unit, according to load demands, water level or water supply conditions, may be carried out by the equipment, without the intervention of an operator. With supervisory control, the operator at a remote station may take no active part in bringing a unit into service, but obtains signals advising him how each piece of equipment is functioning. Remote control permits the operator in the master station to start the unit, adjust speed, synchronize, adjust load, etc., in the automatic plant.

There are numerous automatic plants throughout the Dominion, among which might be mentioned those at Meyersburg and Hagues Reach, on the Trent River in Ontario, two fully automatic plants, the former having three units of 2,200 horsepower each, and the latter three of 1,600 horsepower each. A number of others in Ontario are designed for remote control.

The outstanding automatic plant in point of size is the Alouette generating station in British Columbia. This plant has a single vertical unit of 12,500 horsepower under 125.5 foot head. The control equipment is fully automatic, the starting signal being given by the operator at Stave Falls ten miles distant. The starting signal being given, the main valve admitting water from the penstock to the turbine opens very slightly, and then pauses while water pressure is built up in the turbine, after which it continues its movement until fully open. The motor driven governor pump commences operation, as also does a motor driven lubricating oil pump, the latter continuing until a gear driven pump operating from the main turbine shaft takes over its duty. In sequence, and as suitable conditions obtain, the turbine gates are opened, exciter voltage built up and applied to the alternator, the latter brought to synchronous speed, and the low tension breaker closed.

The element of time involved in the performance of these various functions depends on such conditions as head, amount of load, condition of the transmission system, etc. From the instant the starting

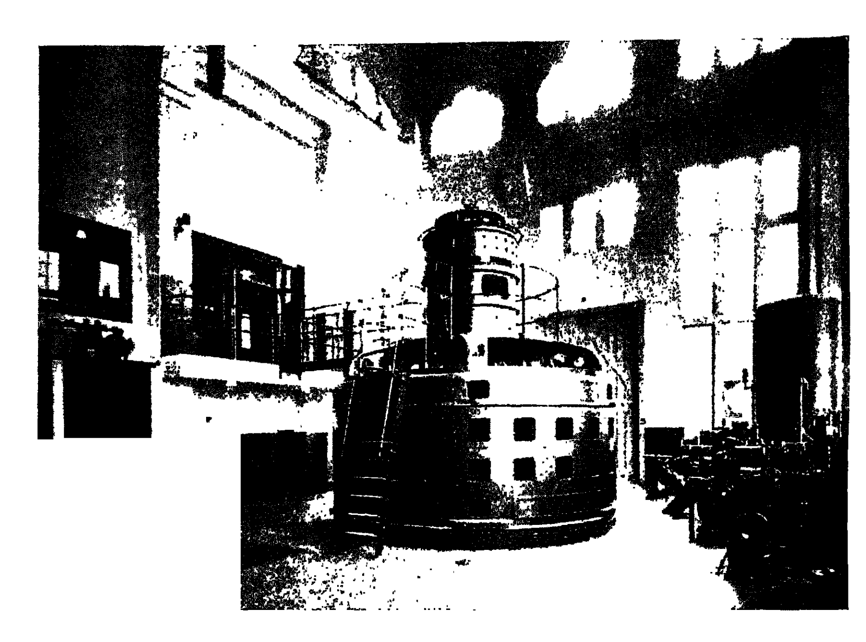


Fig. 16. Interior of Alouette Station. Located on the steep rocky hillside of Stave Lake about thirty-five miles east of Vancouver, this station, containing a single 12 500 horsepower turbine, under a head of 125,5 feet, is completely automatic.

signal is given, about seventy seconds elapse until the main valve is completely opened, synchronization requires $3^1/_2$ minutes, and full load may be reached by the unit in 10 minutes.

In the first year of operation at Alouette there were fifteen emergency, and six automatic, shutdowns. Thirteen of the emergency shutdowns were due to governor driving belt trouble, all of which occurred in the first four months of operation, and two were due to broken links on turbine gates. The automatic shutdowns were those caused by protective equipment coming into action. In no case was an emergency or automatic shutdown attributable to improper functioning of any of the automatic equipment.

Some of the earlier plants with supervisory control have given considerable trouble, and have not met the expectations of their designers. The experience in the Alouette plant, and in a number of others, indicates the tremendous advance in successful design and operation of automatic equipment. In general, a certain amount of attendance is necessary in plants. With this in mind, it is possible greatly to simplify the design of supervisory systems.

General Layout of Electrical Equipment

There are few avenues along which progress is possible in reduction of capital cost of electrical equipment of hydro-electric stations. Generator efficiencies leave no room for improvement, and adequate

switching must be provided to meet the growth in interconnection. Extreme care is used in planning, to the end that operating labour and equipment will be reduced. There is a tendency to eliminate generator

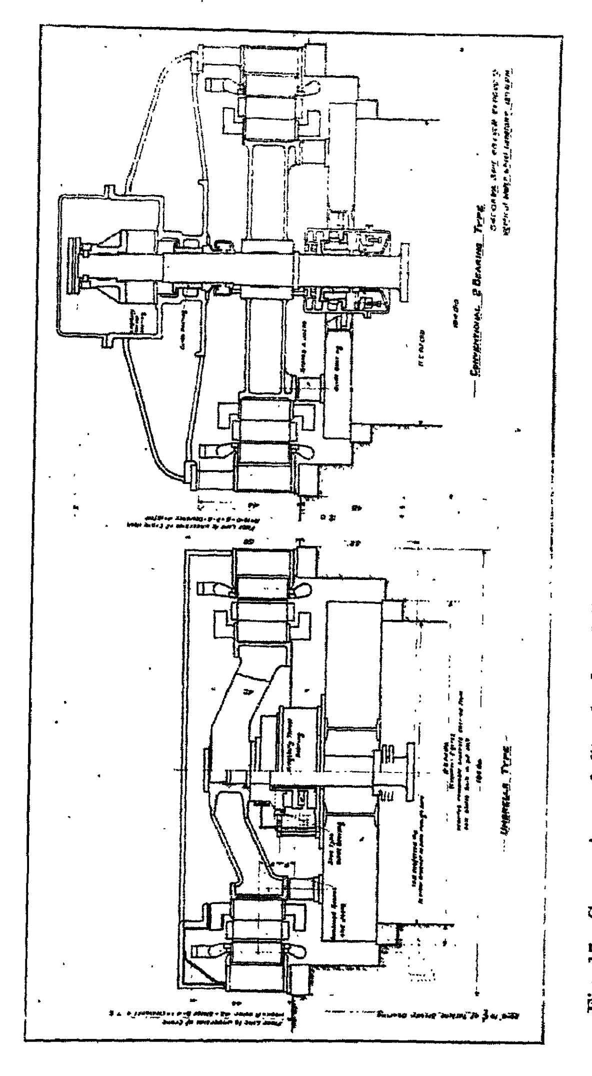


Fig. 17. Comparison of Standard and Umbrella Type Generators, Showing Saving in Head Room by the Use of the Latter Type.

voltage equipment, except in cases where the transmission voltage is very high, when just sufficient low voltage equipment for synchronizing, or for local loads, is installed. When the transmission voltage is 110 kV or less, a considerable amount of switching is done on the high voltage side of the transformers. An arrangement of high voltage oil switches, referred to as the "1.5 basis", is gaining favour. By the

usual arrangement of transformers and lines, four switches are required per bay. On the 1.5 basis only three switches are required, effecting very considerable economy.

Economy in operation is effected by automatic plants in some cases, and in others by the use of a single operating floor, from which the operator may supervise the governors, oiling system, generators and turbines.

Switching equipment for 110 kV and upward is generally placed outdoors. For lower transmission voltages, about one-half the installations are so arranged. Proposals to use outdoor generators have received some consideration on the score of reduction in capital cost, but, as the

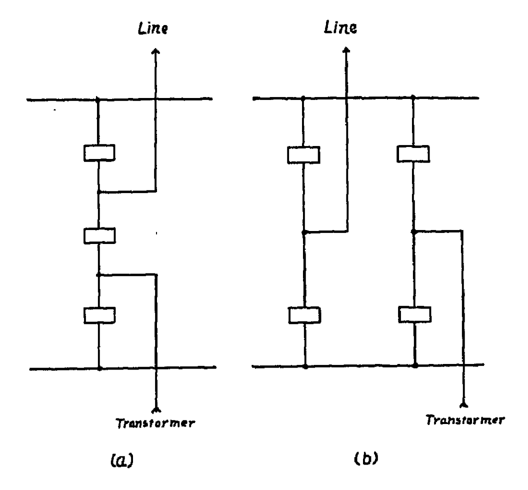


Fig. 18. The arrangement of high voltage switching, illustrated in figure (a), is referred to as the 1,5 basis. As compared with the layout illustrated by figure (b), which it has superseded in some instances, it effects a saving of some moment. In a station of 200 000 horsepower transformed at 220 kV, with four banks of transformers and four outgoing lines, it effects a saving of about $ 240 000 in oil switches alone.

cost of the superstructure of the plant is such a small part of the total cost of development, and the saving by its omission is offset by the difficulty and high cost of repairs in bad weather, it has so far not been greatly favoured. Various schemes, however, are being studied to reduce building costs and, at the same time, meet this objection to outdoor generating station. In one case, a group of 25,000 kVA vertical shaft outdoor type condensers is being installed, with arrangements for lowering the rotor so that repairs may be made on rotor or stator without dismantling the condenser or removing the weatherproof housing over the units.

Greater intensity of artificial illumination is now provided in generating stations than formerly, making working conditions in the plant immensely better. The decorative treatment is also given more attention, thereby improving the general appearance, assisting the lighting, and adding to the morale of the operating staff.

Generators

Generator designs, in which structural steel replaces castings, are finding favour, because of lower cost, quicker delivery and reduction of head room required for handling rotating parts by crane. The umbrella type of generator is also growing in favor, principally because of reduction of head room required and ease of handling when dismantling for

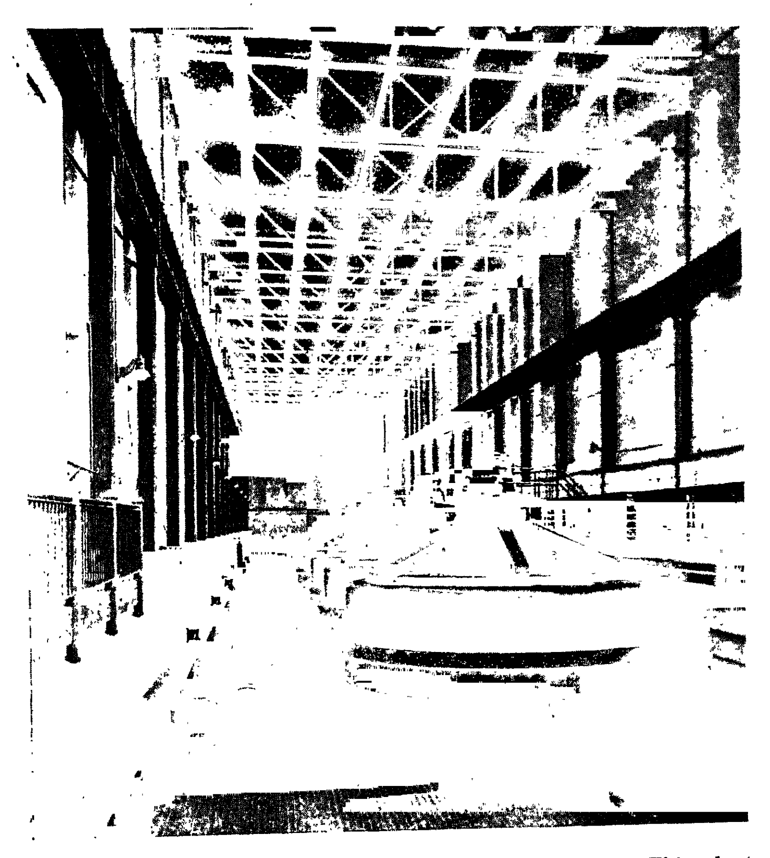


Fig. 19. Paugan Falls Development, Gatineau River. This plant contains eight units, rated at 34 000 horsepower each, at 125 r. p. m., under a head of 132 feet. The cooling air for these generators is drawn directly from the power house, and warm air is discharged from generators through the tailrace wall. Part of the power generated here is transmitted at 220 kV to Leaside, 230 miles distant.

repairs. This last mentioned advantage is illustrated by design for a the plant containing two 5,400 kVA generators, in which a saving of 8′—6″ in head room was effected. An order was placed recently for a 41,500 kVA machine of the umbrella type. Generators self-enclosed for cooling are meeting approval, because of decreased dust accumulation and fire risk. Furthermore, the arrangement lends itself very readily to fire protection by the use of carbon dioxide. This method of fire protection has been used to some extent, but fire protection by means of water is frequently installed.

The use of hydrogen for cooling generators has not been seriously considered, due to the general low speed of this type of machine, but the increased output for a given generator, due to the use of this gas, combined with other advantages, may change the present viewpoint.

Generator lubricating systems are of the unit type in plants with few units, but where there are five or more units the tendency is to use a central system.

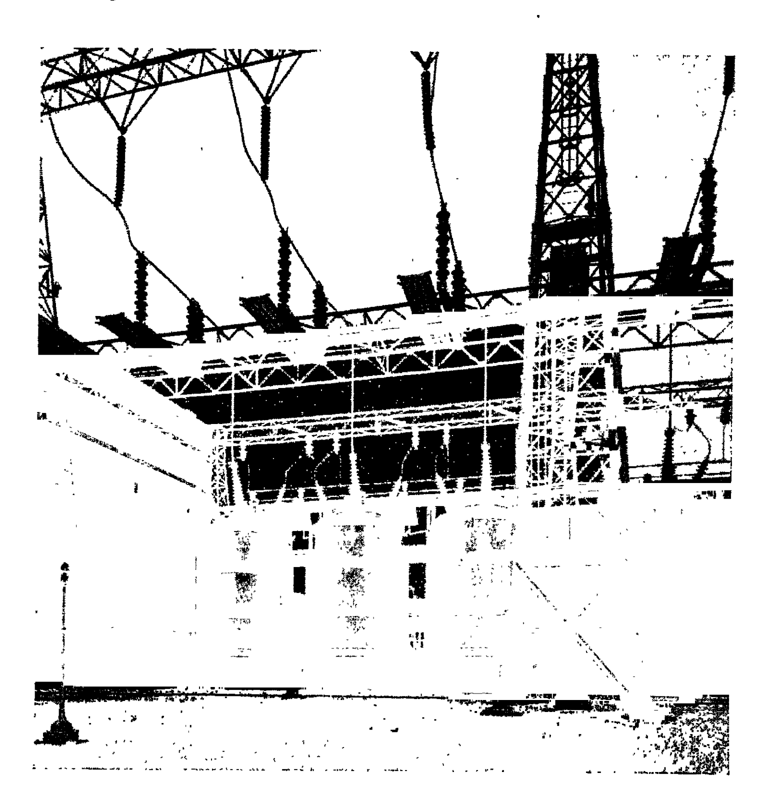


Fig. 20. A bank of 15 000 kVA, single-phase, three-winding transformers at Leaside, near Toronto, receiving power at 220 kV and reducing it to 110 kV and 12 kV.

In localities where very severe winter weather is experienced, self-cooled transformers are preferred, as the low cost of the water-cooled type is offset by the great expense of maintaining a water-cooled system. Furthermore, the rating of the self-cooled unit may be increased by the use of air blowers.

The choice between three-phase and single-phase transformers depends upon the system layout, but, in general, the single-phase unit is preferred. The shielded transformer for high voltage is receiving considerable attention.

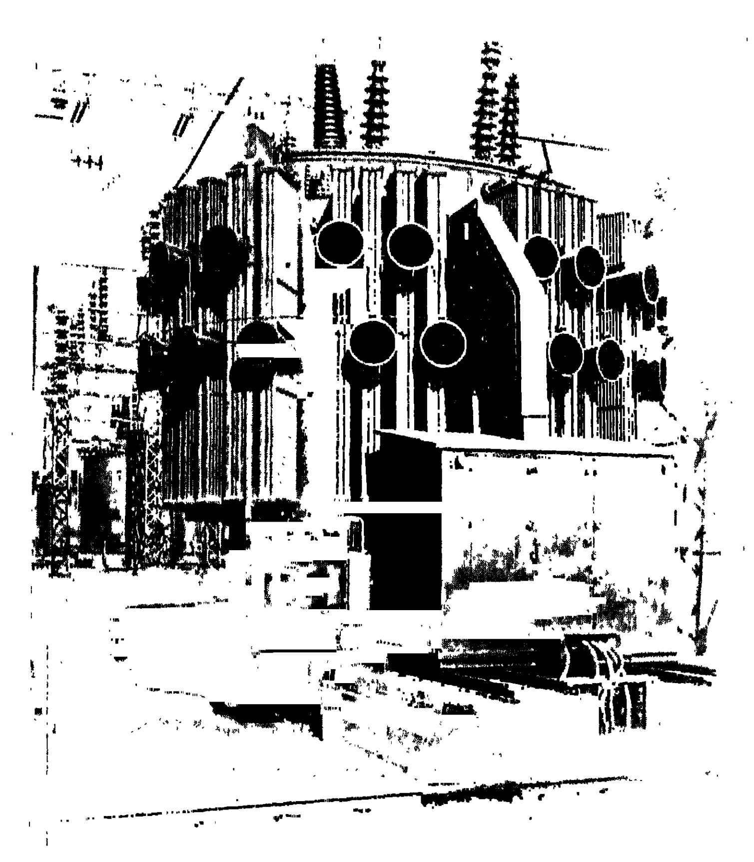


Fig. 21. Air-Cooled Transformer Equipped With Air Blowers. The air-cooled transformer is frequently preferred in locations where extremely cold weather is experienced, as it eliminates the great expense of maintaining a water cooling system in such situations. By the addition of blowers, the rating of the transformer may be increased materially.

Most large transformers are being ordered with tap changers, tap changing to be effected in some cases under load, and in others when not under load. The difficulty of transporting large transformers of this type is overcome by placing the assembled core in tanks on specially designed cars for shipment.

Switching

The minimum possible number of oil breakers are now used, and diagrams and connections simplified as far as possible, especially with voltages of 110 kv. and upward. Breakers having a rupturing capacity of 2,500,000 kv-a are now obtainable from reputable manufacturers.

Practically all outdoor oil breakers are now equipped with bushing type current transformers for relay operation. Electric heaters are installed in the oil and in the operating mechanism housing to maintain good operating conditions during winter. Special circuit breaker oil is



Fig. 22. Outdoor Installation of 220 kV Circuit Breakers at Leaside.

usually required with a cold test of —40° F. for use in outdoor breakers to assure satisfactory operation under the most severe climatic conditions.

Storage

Extensive storage and regulation schemes have been undertaken in various parts of Canada. On the Gatineau River, a tributary of the Ottawa, almost complete regulation of the upper reaches is effected by the Lake Bascatong storage basin. Four concrete dams and three small earth embankments were used to create this reservoir which impounds 93,000,000,000 cubic feet of water. There are at present, three large power developments on the river, and at the lowest of these the catchment area is 9,600 square miles; the catchment area of the reservoir is 6,200 square miles; regulation is thus fairly complete, and is being improved by the construction of another storage basin located at Cabonga.

Mention should be made here of the regulation works on the St. Maurice River, where the Gouin dam creates a storage basin with a capacity of 160,000,000,000 cubic feet. This, however, is not a recent development, and therefore, although of great magnitude, does not come within the scope of this paper.

In a number of instances, large lake expanses have been used as storage basins, notably on the Nipigon, English and Winnipeg rivers. On the first named, Lake Nipigon has an area of 1500 square miles, and has been developed as a storage basin to benefit power sites on the Nipigon River, by which it is drained to Lake Superior. A range of 7 feet is used for storage here, but with the large lake area the impounded water amounts to 290,000,000,000 cubic feet. Lake of the Woods, also with an area of 1500 square miles, and a storage range of 4 feet, has been used for some years to regulate the flow of the Winnipeg River. During the past year, a control dam has been built at the outlet of Lac Seul on the English River, which is an important tributary of the Winnipeg. Here it is possible to use a greater storage range than is usual on a natural water surface, as the country around the lake is undeveloped. The area of the lake is 420 square miles, and in a storage range of 12.5 feet it will impound 145,000,000,000 cubic feet, and provide a continuous outflow of 6,000 cubic feet per second, almost three times the low water flow under natural conditions.

To give scale to these storage developments, they may be compared with some of the other outstanding storage basins at present in use.

Storage Reservoir	Capacity of Basin (Cubic Feet)
Gatun (Panama)	183 000 000 000
Gouin (Quebec)	160 000 000 000
Assuan (Egypt)	78 000 000 000
American Falls (United States)	75 000 000 000
Lake Nipigon (Ontario)	290 000 000 000
Lac Seul (Ontario)	145 000 000 000

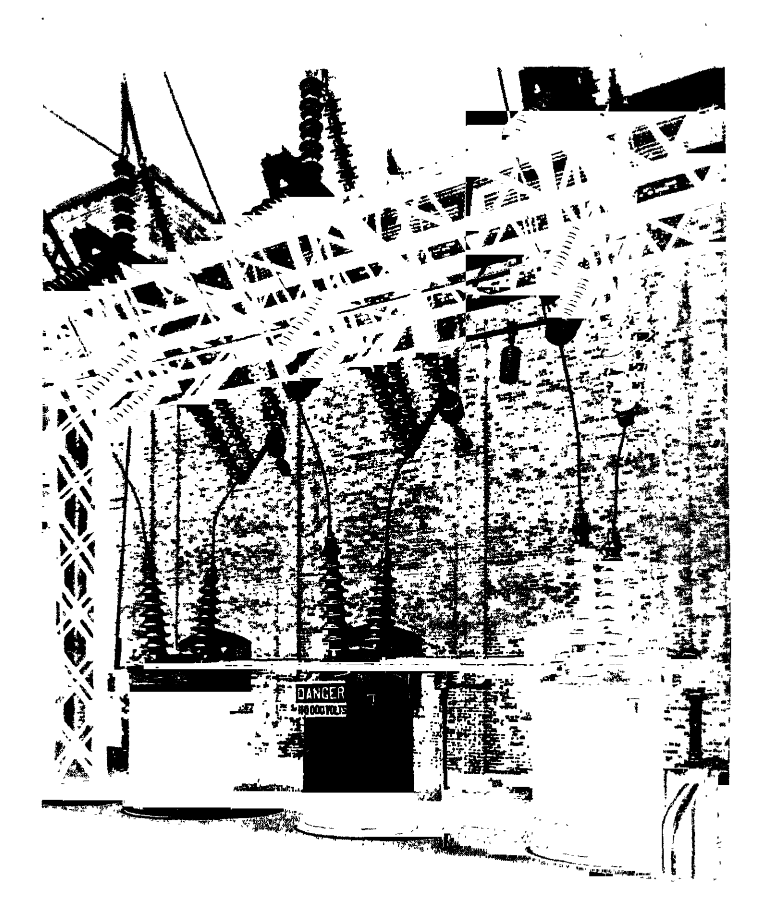


Fig. 23. Outdoor Installation of 110 kV Circuit Breakers. On top of the steel structure is shown a short circuiting air break switch to permit the oil breaker to be inspected and overhauled without an interruption of power.

Aerial Surveys

The use of aerial surveys has been very rare in connection with water power development, but the last few years have seen some very important and interesing applications of this method.

The rapidity with which large areas can be photographed, and the remarkable truth of the resulting pictures, when studied through the medium of the stereoscope, place at the disposal of the investigator the means of quickly deciding the main features of a project, and localizing the field workto the bare necessities of the situation, with an assured saving of time and expense.

This would apply more particularly to those sites which are in regions which have not already been surveyed, and for which maps are not

available, although, in certain cases where the country has been mapped, aerial surveys may also be justified.

Aerial surveys were used for the location of the transmission line delivering power from plants on the Gatineau River to Toronto, Ontario. This line was determined by means of aerial photography, and some idea of the importance of the time factor may be drawn from the fact that a flight for the purpose of photographing the proposed route, with fifty per cent overlap of the individual exposures, would occupy, with suitable weather conditions, an actual working period of about three hours, for the entire distance of 202 miles.

Applying the stereoscope to the photographic prints secured from the flight, permitted the rapid selection and final determination of the route in the office. The aerial survey was also a great time saver, since, by its use, many physical features were shown which did not appear on the available maps. Accurate information regarding topographic details was supplied, and the final field work in connection with the actual location and construction of the line was greatly facilitated.

Another specific example of the application of aerial survey methods is found in the delimitation of the area around Lac Seul that will be flooded at maximum lake level after completion of the storage dam at the lake outlet. Aerial photographs were taken of the shore of the lake, careful record being made of the time at which each photograph was taken. These photographs, along with data as to lake levels at the time of exposure, allowed the ground survey party to select those locations along the shore where the flood contour was any distance from the water's edge, and only at such places was the ground survey used to define the flood contour.

Conclusion

It is obvious that in a general paper of the length desired for such a conference as this, only a brief outline of the trend of such a widespread activity as power development can be given. The topographical features of Canada are so varied, and the uses of electric power so diverse that conditions encountered embrace almost every known circumstance. The foregoing description is an attempt to portray how the various requirements are being met. With such rapid and material progress as has been made in the immediate past, one hesitates to pass opinion as to the future. It would appear, however, that the coming years will see considerable development in pumping-storage schemes for peak load plants, and in the use of automatic devices for the starting up and synchronizing of large units.

The closer study of the allied problems of cavitation and pitting in turbine runners and draft tubes offers a field for much useful and beneficial research.

Consideration might also be given to the possibility of further simplifying plants having a considerable number of units. This may be done by equipping only a few of the units with governors, the other units

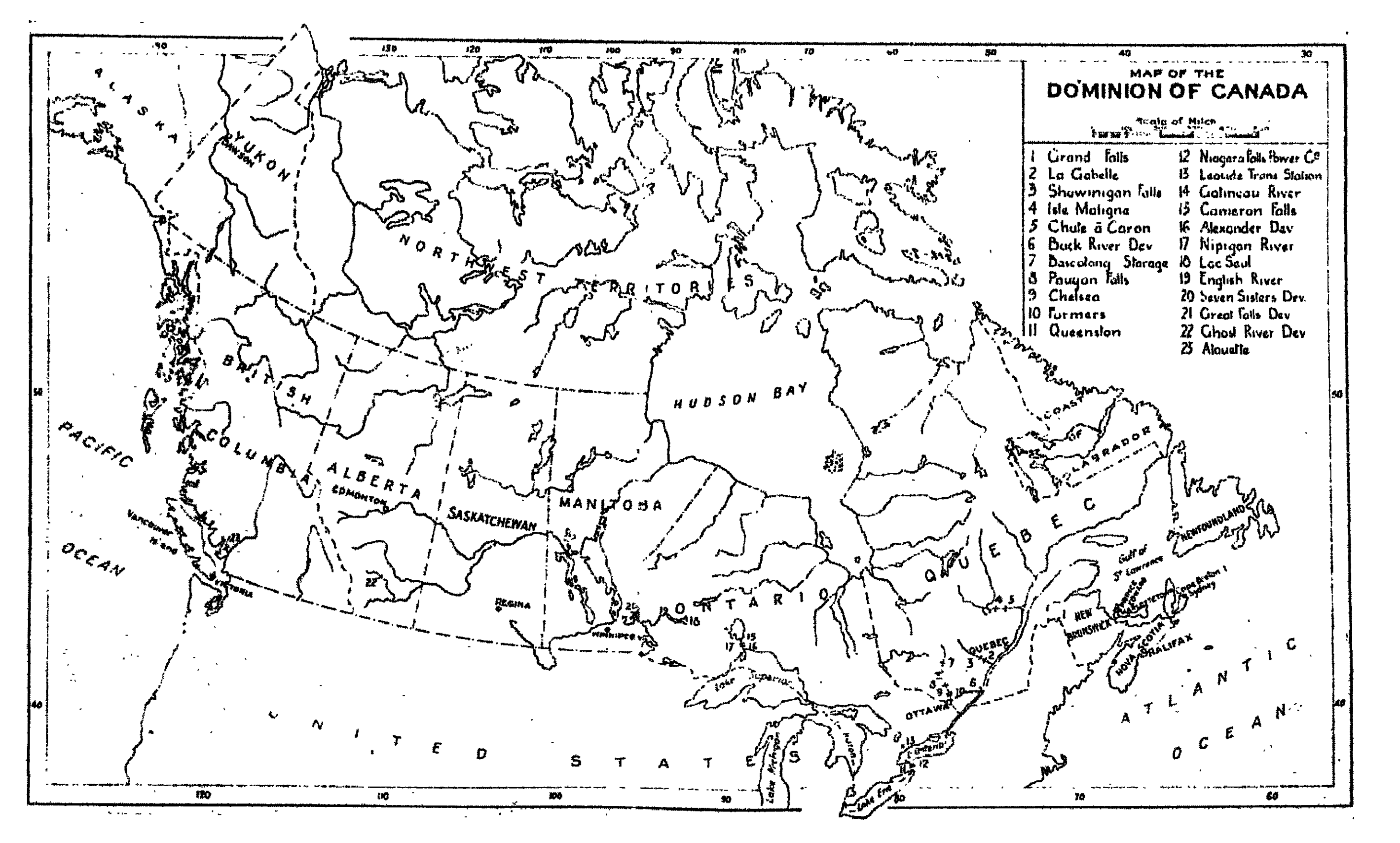

MAP OF THE
DOMINION OF CANADA
Scale of Miles
1 Grand Falls
2 La Gabelle
3 Shawinigan Falls
4 Isle Maligne
5 Chute à Caron
6 Buck River Dev
7 Bascolong Storage
8 Paugan Falls
9 Chelsea
10 Farmers
11 Queenston
12 Niagara Falls Power Co
13 Leaside Trans Station
14 Gatineau River
15 Cameron Falls
16 Alexander Dev
17 Nipigon River
18 Lac Seul
19 English River
20 Seven Sisters Dev.
21 Great Falls Dev
22 Ghost River Dev
23 Alouette
ALASKA
YUKON
DAWSON
NORTHWEST TERRITORIES
BRITISH COLUMBIA
ALBERTA
EDMONTON
SASKATCHEWAN
REGINA
MANITOBA
WINNIPEG
HUDSON BAY
ONTARIO
QUEBEC
OTTAWA
COAST OF LABRADOR
NEWFOUNDLAND
Gulf of St Lawrence
NEW BRUNSWICK
NOVA SCOTIA
HALIFAX
Lake Superior
Lake Michigan
Lake Erie
PACIFIC OCEAN
ATLANTIC OCEAN
UNITED STATES
VICTORIA
Vancouver Is'and

Fig. 24.

being always run at full load, perhaps not even being equipped with wicket gates. The use of much simplified governors for large interconnected systems offers favourable possibilities also, in which case normal regulation of individual units, such as is needed, might be largely secured by frequency control.

Zusammenfassung

Ende 1928 betrug die ausgebaute Leistung der Wasserkraftwerke in Kanada etwa 5 350 000 PS und weitere Anlagen von über einer Million PS waren im Bau. Beim Entwurf dieser Anlagen wurde vor allem geachtet auf die Wirtschaftlichkeit, die Vereinfachung und Untersuchungen zur Verbesserung des Wirkungsgrades.

Der ständig wachsende Energiebedarf hat die Aufmerksamkeit auf weiter abgelegene und darum im Ausbau teurere Wasserkräfte gelenkt, besonders wenn es sich dabei um größere Leistungen handelt. Dabei kommt man zu größeren und höheren Staudämmen, da sich die auszubauende Gefällshöhe oft durch Zusammenfassung des Gefälles eines Flusses ergibt. Der Bau zweier großer jetzt ihrer Vollendung entgegengehenden Erddämme wird kurz beschrieben. Beschreibung von Verfahren zum Schutz von Betondämmen gegen Treibeis und zur Verhinderung von Eisbildung an der Vorderseite und den Führungen der Schütze in den Dämmen. Kurze Beschreibungen über Wasserschlösser, Wasserstollen und Saugrohre und Bemerkungen über die Gesichtspunkte beim Entwurf der letzteren.

Eine Untersuchung über die Bedingungen für die Übertragung und die Verteilung der elektrischen Energie ist Ausgangspunkt für die teilweise Erklärung der Gründe für die Wahl so großer Turbineneinheiten, wie das zur Verfügung stehende Gefälle und der Stand der Technik zulassen. Es werden oft Anlagen gebaut, in denen die ganze Gefällsleistung in einer einzigen Turbine ausgenutzt wird, und es ist möglich, bei solchen Anlagen, selbst bei Verwendung von Propellerturbinen mit feststehenden Leitschaufeln, eine günstige Ausnutzung des Wassers zu erzielen.

Eine Erörterung über elektrisch angetriebene Fliehkraft-Turbinenregler führt zu einer Beschreibung der Einrichtungen, die zur Erzeugung der Antriebskraft für die verschiedenen Reglerarten erforderlich sind. Der elektrische Antrieb des Fliehkraftreglers wird jetzt sehr oft angewandt und es werden Ausführungsbeispiele angeführt. Für automatische Anlagen wird er allgemein angewandt, aber er findet sich auch in manchen anderen Anlagen.

Automatische Anlagen sind z. Zt. in großer Anzahl in Betrieb, aber ihr Entwurf ist noch weit von einer Vereinheitlichung entfernt und die automatische Einrichtung pflegt den besonderen Anforderungen jeder Anlage angepaßt zu werden. Es liegt auf der Hand, daß eine Anlage, die leicht zugänglich ist, oder in der stets etwas Bedienungspersonal anwesend ist, nicht so weitgehende Anforderungen an die Automatisierung stellt wie eine Anlage ohne jede Wartung.

Mehr und mehr macht sich eine Vereinfachung der elektrischen Ausrüstung bemerkbar, besonders im allgemeinen Aufbau der Anlagen und der Schaltanlagen. Die Niederspannungsschaltanlagen werden verkleinert. Der Vorteil von Schirmgeneratoren und Maschinen, bei denen Stahl an Stelle von Gußeisen verwandt wird, führt zu einer Bevorzugung dieser Ausführungen. Freiluft-Transformatoren und Schaltanlagen führen sich mehr und mehr ein und luftgekühlte Tranformatoren werden wegen ihrer Vorteile bei kaltem Wetter gegenüber wassergekühlten bevorzugt.

Die großen Seen in unerschlossenen Landesteilen haben die Schaffung großer Speicherkraftwerke begünstigt. In Quebec sind auch große künstliche Stauwerke gebaut worden.

Für die Trassierung von Freileitungen finden Flugzeugaufnahmen ausgedehnte Verwendung, ebenso für Erkundungszwecke und zur Ermittlung solcher Stellen, wo eine genaue Vermessung vom Lande aus notwendig ist.

Nr. 217

Schweiz

Technisch wirtschaftliche Fortschritte auf dem Gebiete der Wasserkraftanlagen in der Schweiz

Schweizerisches Nationalkomitee

Prof. E. Meyer-Peter (wasserbaulicher Teil), Prof. R. Dubs (maschinentechnischer Teil) und Mitarbeiter

Dieser Bericht ist einer der Berichte, um deren Erstattung die Autoren durch das Schweiz. Nationalkomitee der Weltkraftkonferenz gebeten wurden.

A. Charakteristische Neuerungen und Erfahrungen bei schweizerischen Kraftwerksbauten

I. Niederdruckanlagen

1. *Stauwehre*

a. Schützen

Wie schon in dem Bericht für die Sondertagung Basel 1926, Nr. 26, näher beschrieben, werden für die Stauwehre an den Flüssen der schweizerischen Hochebene und an den Grenzflüssen der Schweiz bewegliche Schützenwehre ausgeführt, doch sucht man deren Lichtweiten gegenüber früher zu vergrößern. So haben die Wehröffnungen beim Kraftwerk Ryburg-Schwörstadt am Rhein bei 12 m Stauhöhe eine lichte Weite von 24 m. Diese größeren Lichtweiten ergeben eine Vereinfachung des Bauwerkes und vor allem eine Verkürzung der Bauzeit, jedoch keine wesentliche Ersparnis gegenüber kleineren Öffnungen.

Das System der Doppelschützen hat sich bewährt und wird bei den neueren Ausführungen und den jüngsten Projekten beibehalten. Die Tabelle aus dem erwähnten Bericht 26 kann wie folgt ergänzt werden:

Stauwehr	Schützenöffnung			Cote		Höchste Hochwassermenge	Durchflußmenge per m²	Durchflußmenge per m
	Anzahl	Breite m	Höhe m	Schwelle m. ü. M.	normaler Stauspiegel m. ü. M.	m³/sec.	m³/sec	m³/sec
Ryburg-Schwörstadt	4	24,00	12,00	272,00	284,00	5600	5,38	58,0

Bei Ryburg-Schwörstadt werden die Oberschützen als sogenannte Hakenschützen ausgeführt, Abb. 1. Diese Konstruktion hat den Vorteil, daß man von 12 m Stauhöhe 4,5 m als Überfall nutzbar machen kann. Hierbei ist man zu dem schon in Laufenburg angewandten System der Fahrwerke zurückgekehrt und hat, angesichts der großen Achsdrücke (max. 312 t/pro Achse), die Rollen mit Walzenlagern aus-

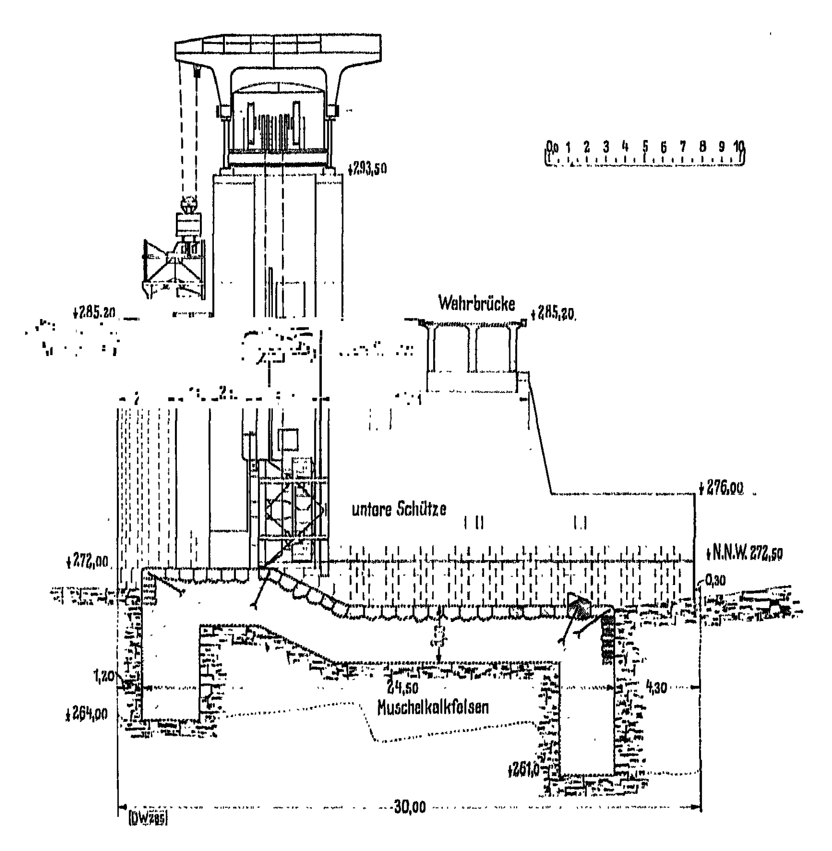


Abb. 2. Querschnitt durch das Stauwehr Ryburg-Schwörstadt.

gerüstet. Das ganze Fahrwerk ist gut eingekapselt und bewegt sich mit der Schütze auf gleicher Höhe, ist also im Gegensatz zu Walzenwagen der turbulenten Strömung des Wassers ganz entzogen.

Oberwasserseits sind Dammbalkenverschlüsse unerläßlich, dagegen werden sie unterwasserseits selten benötigt. Deshalb hat man bei Ryburg-Schwörstadt nur oberwasserseits Dammbalkenverschlüsse vorgesehen, sich dagegen unterwasserseits begnügt, am Ende der Schwelle und an den Pfeilerwänden die nötigen Anschläge für einen behelfsmäßigen Abschluß vorzusehen. Es ist vorteilhaft, die Anzahl der

Dammbalkenelemente gleich der Anzahl der Wehröffnungen zu wählen, und je auf einen Pfeilervorkopf ein Element zu lagern, wie z. B. in Ryburg-Schwörstadt.

Kein Anstrich der eisernen Schützentafeln hat bisher volle Befriedigung gegeben. Meistens wird ein doppelter Grundanstrich mit Bleimennige angewendet, darüber ein Deckanstrich, der meistens in verhältnismäßig kurzer Zeit zerstört ist. Es dürfte sich empfehlen, die eigentlichen Schützentafeln aus schwer rostendem Eisen herzustellen und diesen Fragen besondere Aufmerksamkeit zu schenken.

b. Wehrschwellen

Form und Länge, sowie Höhenlage der Schwelle relativ zum Unterwasser oder zur ursprünglichen Flußsohle, sind bei den bisher ausgeführten Anlagen sehr verschieden, doch deuten die Erfahrungen darauf hin, daß der Kolk desto geringer wird, je tiefer die Schwelle unter dem Unterwasserspiegel liegt.

Beim Wehr von Eglisau ist die eigentliche Wehrschwelle verhältnismäßig kurz, die Schwelle selbst eben und horizontal, sie liegt 2 m über der Flußsohle, ist aber bei Niederwasser immer noch 70 cm hoch überflutet. Anschließend an diese eigentliche Wehrschwelle wurde dort noch eine Sohlensicherung in 1½facher Länge der eigentlichen Wehrschwelle eingebaut. Diese Sohlensicherung erreicht in drei Stufen die ursprüngliche Rheinsohle. Die Oberfläche ist teils mit Granit, teils mit Eichenbohlen abgedeckt. Das Ende der Sohlensicherung ist mit einem etwa 10 m tiefen Sporn in den Molassefels verankert. Das Wehr befindet sich seit neun Jahren in Betrieb, es wurde bis jetzt nicht der geringste Kolk festgestellt.

Beim Kraftwerk Laufenberg erhielt die Wehrschwelle bezüglich der Längen und der Lage relativ zur ursprünglichen Flußsohle eine ähnliche Ausbildung wie in Eglisau, sie besitzt gegen das Oberwasser hin einen um 2 m erhöhten Rücken, auf welchem die eisernen Schützen sitzen. Eine Sohlensicherung war ursprünglich nicht vorhanden. Zum Teil durch die Form und Lage der Wehrschwelle, zum Teil durch die geologischen Untergrundverhältnisse bedingt, haben sich unter der Öffnung Nr. 3 starke Kolkungen gebildet, die Veranlassung zu umfangreichen Sicherungsarbeiten gaben. Der Kolk, der Tiefen bis zu etwa 10 m aufwies, wurde durch schwimmend beigebrachte Betonblöcke verbaut. Wir verweisen auf Abb. 2.

Beim Kraftwerk Augst-Wyhlen, dessen Wehrschwellen ebenfalls verhältnismäßig kurz sind und die gegen Oberstrom einen bis zu 4 m hohen Rücken zeigen, sind ebenfalls starke Kolkbildungen aufgetreten. Die Verbauung der Kolke erfolgte in ähnlicher Weise wie in Laufenburg. Die Kolktiefe erreichte hier etwa 8 m. Beide Kolkverbauungen waren von vollem Erfolg begleitet.

Beim Kraftwerk Beznau liegt die Wehrschwelle verhältnismäßig tief, d. h. etwa in der ursprünglichen Flußsohle und besitzt keinen Rücken

für den Anschlag der Schützen. Nach etwa 20 Betriebsjahren stellte sich hier mit Kolktiefen bis 12 m ein Gleichgewichtszustand her. Die tiefsten Partien des Kolkes lagen dabei 40—50 m vom Wehr entfernt, mit verhältnismäßig flacher Böschung gegen das Wehr. Erst anläßlich eines Umbaues der Zentrale Beznau und einer Erhöhung des Staues am Wehr wurden hier im Zusammenhang mit der aus statischen Gründen (wegen der Stauerhöhung) notwendigen Verstärkung der Wehrpfeiler auch die kleineren Kolke an den Pfeilern und Schwellen verbaut. Durch die während des Umbaues abgelassene Stauhaltung kamen angesammelte Kiesmassen in Bewegung, der ganze Kolkraum

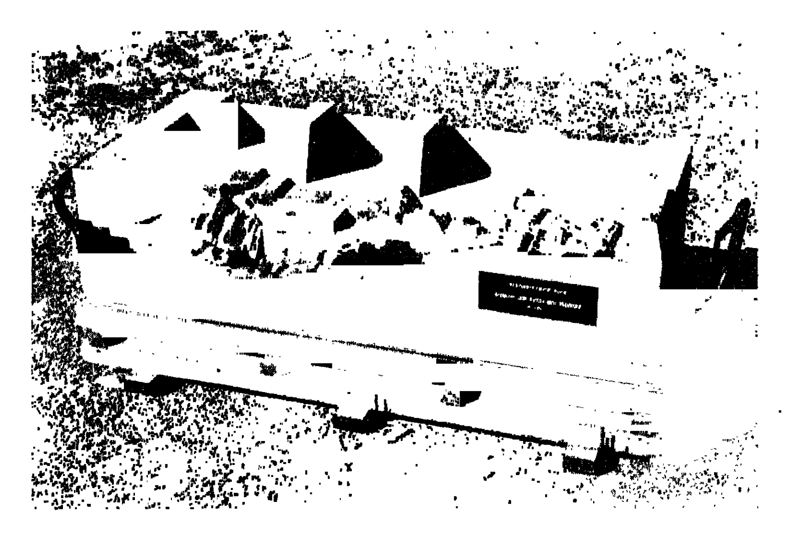


Abb. 2. Modell des Kolkes von Laufenburg und seiner Verbauung.

unterhalb des Wehres füllte sich wieder bis auf die ursprüngliche Flußhöhe auf. Diese Kiesmenge beträgt mindestens 100 000 m³. Beim Umbau des Wehres wurden auf Grund von Modellversuchen in die um ca. 7 m verlängerten Wehrschwellen Schikanen eingebaut zur weiteren Verminderung des Kolkes.

Beim Kraftwerk Olten-Gösgen konnte das Wehr nicht auf Fels, sondern 12 m tief unter der ursprünglichen Flußsohle in festgelagertem Kies fundiert werden. Die Schwelle ist verhältnismäßig kurz, der Rücken liegt in der ursprünglichen Höhenlage der Flußsohle, während das Schwellenende 2 m tiefer liegt. Es hat sich hier nach 12jährigem Betrieb ein Gleichgewichtszustand im Kolk hergestellt, die Aufnahmen der letzten Betriebsjahre haben keine Änderung von Belang mehr ergeben. Die größte Kolktiefe tritt an der unterwasserseitigen Flucht der Wehrschwelle auf, sie erreicht dort, bezogen auf den Wehrrücken oder auf die ursprüngliche Flußsohle, ca. 8 m, liegt deshalb immer noch

4 m höher als die Fundationstiefe der Schwellen und Pfeiler. Der Kolk nimmt flußabwärts ab und hört nach 90 m Länge vollständig auf.

Beim Wehr von Chancy-Pougny ist die Schwelle trogförmig ausgebildet. Der Anschlag für die Schützen und das Schwellenende gegen Unterwasser liegen gleich hoch, während die trogförmige Vertiefung 1½ m beträgt. Dieses Wehr ist seit etwa fünf Jahren in Betrieb. Nach den seither vorgenommenen Sondierungen ist nur ein ganz unbedeutender Kolk feststellbar.

Die Sicherung am Kraftwerk Augst, der Einbau der Schikanen beim Umbau des Beznau-Wehres, die Schwellenform für Chancy-Pougny und die Schwellenform von Ryburg-Schwörstadt (Abb. 1) sind durch Modellversuche ermittelt worden.

Bei Ryburg-Schwörstadt war der Rücken der Schwelle oberwasserseits durch die bereits geregelte Höhe für die Schützenkonstruktion schon vor den Versuchen festgelegt. Die gewählte Zahnschwelle wurde in speziell ausgesuchtem besten Granit in organischem Zusammenhang mit dem Granitbelag der Schwelle erstellt. Es zeigen Modellversuche und die Erfahrung, daß die Kolkerscheinungen intensiver werden und gegen das Wehr vorrücken, wenn eine oder mehrere Wehröffnungen vollständig geschlossen und das Überwasser durch die übrigen Öffnungen durchgezwängt wird. Es entstehen dann Wasserwalzen mit vertikaler Achse, von ganz bedeutender erodierender Wirkung.

c. Verschotterung im Staugebiet

Über die Verschotterung in den Stauhaltungen der Niederdruckwerke liegen Beobachtungen von Eglisau, Beznau und von Laufenburg vor. In der Stauhaltung Eglisau sind am Stauende ungefähr 70 000 m³ Kies und Sand in den 8½ Betriebsjahren liegen geblieben, ferner 12 500 m³ Kies in dem letzten Kilometer des Thurflußlaufes. Auf der ganzen Staulänge zeigt sich im übrigen an einzelnen Stellen Schlamm, von über 2 m Mächtigkeit, so z. B. im Gebiet der Tößmündung, die auch eingestaut wird, ca. 30 000 m³.

Die 24jährigen Beobachtungen an der Aare in der Stauhaltung der Beznau ergeben eine jährliche Auflandung, bezogen auf die Flußbreite von 2,1 cm am Beginn der Stauwirkung bei Lauffohr, von 2,3 cm etwa in der Mitte der Stauhaltung und von 4,5 cm im Gebiet von 3 km oberhalb des Stauwehres bis zum Stauwehr selbst. Da besonders in den ersten Jahren durch das Wehr in der Beznau der Fluß verhältnismäßig wenig aufgestaut wurde, kam der seeartige Charakter einer Stauhaltung hier kaum zur Geltung, deshalb wurde auch das Geschiebe bis vor das Wehr und auch zu einem guten Teil in den Oberwasserkanal des Werkes geschleppt. Daß durch längeres Ablassen des Staues das Geschiebe aus den Stauhaltungen in größerem Umfange abgeschwemmt werden kann, beweist die bereits weiter oben erwähnte Auffüllung des Kolkes unterhalb des Stauwehres Beznau anläßlich des Umbaues.

In Chancy-Pougny wurde durch Abspülen aller Schlamm und alles Geschiebe, das sich vor dem Einlaufbauwerk angesammelt hatte, in zwei Tagen weggeschwemmt.

Auch im Rückstau des Werkes Laufenburg sind Aufnahmen über Geschiebeablagerungen vorgenommen worden. Es hat sich gezeigt, daß oberhalb der Rheinbrücke, also vor Eintritt des Rheins in die enge Schlucht, am rechten Ufer größere Schlammassen liegen. Für die Ablagerung des Kieses konnte jedoch keine Regel festgelegt werden, da derselbe nur in einzelnen Kiesbänken in stillen Buchten sich zeigt.

d. Eisbildung

Über Eisbildung gibt nur der Winter 1928/29 einigen Aufschluß. Es wurde die allgemeine Beobachtung bestätigt, daß eine zusammenhängende Eisdecke der beste Schutz gegen Sulzeis ist und daß bei Tauwetter die Schützen wieder sehr rasch bewegungsfähig werden.

e. Gründungsverhältnisse

Die Wehrfundationen in den großen Flüssen, speziell am Oberrhein, sind mit Ausnahme von Ryburg-Schwörstadt mittelst Druckluft-Gründung erstellt worden. In Ryburg hat es sich gezeigt, daß bei besonders günstigen geologischen Untergrundsverhältnissen auch die Ausführung in offener Baugrube hinter Fangdämmen möglich wird, dies aber nur, wenn der Felsgrund in der Flußsohle unmittelbar ansteht, oder nur ganz unbedeutend mit Kies überlagert ist. Die Fangdämme müssen dann solide in Beton erstellt werden und so hoch und stark sein, daß sie normalen Anschwellungen standzuhalten vermögen. Dabei ist auf die Aufstauung durch die vielen Einbauten Rücksicht zu nehmen. Durch diese Maßnahme wird die offene Bauausführung auch bei günstigen Verhältnissen nur unwesentlich billiger, als die pneumatische. Dagegen bietet sie den Vorteil kürzerer Bauzeit und sicherer Ausführung.

2. *Zentralen*

Beim Bau der neueren Wasserkraftzentralen hat sich bis zu Gefällen von ca. 20 m ein bestimmter Typ herausgebildet. Der Einlauf wird spiralförmig gewählt und die Welle senkrecht angeordnet. Das Wasser wird von der Turbine weg vermittelst eines Saugkrümmers aus Beton dem Unterwasserkanal zugeführt. Bei den als reine Stauanlagen gebauten Werken Laufenburg, Eglisau und Chancy-Pougny wurden außerhalb des Turbinenhauses ein sog. Außenrechen, direkt vor den Einläufen ein Innenrechen angeordnet. Bei den erst genannten zwei Anlagen wurde der Außenrechen als Feinrechen, mit Reinigung durch eine automatische Rechenreinigungsmaschine gebaut, der Innenrechen als Grobrechen mit Handreinigung. Bei Chancy-Pougny dagegen als Feinrechen ausgebildet, der letztere mit Reinigung durch Rückspülung. Bei der neuesten Stauanlage Ryburg-Schwörstadt wurde der Außen-

rechen weggelassen, ebenso wurde auch beim Kanalwerk Olten-Gösgen nur direkt vor den Turbineneinläufen ein Feinrechen vorgesehen.

Der Abschluß der einzelnen Turbinenkammern erfolgt entweder durch gewöhnliche Schützen, die bis zum Wasserspiegel gehen, oder dann durch Teilschützen, welche (bei Spiraleinläufen) allseitig abdichten. Infolge der starken Steigerung der Schnelläufigkeit ($n_s = 600 - 800$) mußte dem Saugrohr gegenüber früher bedeutend vermehrte Aufmerksamkeit geschenkt werden. Da die Austrittsenergien aus dem Laufrad bei den Kaplan- und Propeller-Turbinen oft 40 bis 50% der total zur Verfügung stehenden Energie betragen, so würde die Turbine höchstens einen Wirkungsgrad von 55 bis 45% besitzen, wenn es nicht gelingt, im anschließenden Saugrohr durch Geschwindigkeitsverminderung den größten Teil der Austrittsenergie zurückzugewinnen. Da heute bei großen Kaplan- und Propeller-Turbinen Wirkungsgrade von 90% garantiert und auch erreicht werden, so ergibt sich, daß im Saugrohr ein Energierückgewinn von 35 bis 45% erzielt werden muß, damit die hohen Wirkungsgrade von 90% möglich werden. Das Saugrohr ist heute, neben dem Studium der Cavitation, das Problem bei den modernen Niederdruckanlagen. Mit Rücksicht auf die kleineren Gestehungskosten pro PS ist man bestrebt, möglichst wenige und dafür möglichst große Einheiten zu wählen. Damit wächst allerdings bei Störungen und Außerbetriebsetzung einer Einheit auch der relative Energieausfall und es fragt sich, ob mit Rücksicht auf den „kommerziellen" Wirkungsgrad[1] in dieser Richtung bei ausgeführten Kraftwerken nicht bereits schon zu weit gegangen wurde. In gewisser Verbindung mit dieser Strömung steht die heute oft anzutreffende „Wirkungsgradjagd", wobei es manchmal vorkommt, daß bei Flußkraftwerken (Laufwerken) ohne nennenswerte Speicherung noch bei Teilbelastung bis weit hinunter hohe Wirkungsgrade verlangt und auch garantiert werden, obwohl die Minimalwassermenge des Flusses zur vollen Beaufschlagung von mehr als zwei Einheiten ausreicht. Die Folge ist dann oft, daß teure Konstruktionen (Kaplanturbinen mit drehbaren Schaufeln) gewählt werden müssen, wobei noch hinzukommt, daß manchmal auch dann *automatische* Regelung der Laufradschaufeln verlangt wird, wo der Zweck einer solchen Maßnahme *absolut* nicht klar ist.

Die Entwicklung im Ausbau zeigt sich am besten in den Werken Eglisau, Mühleberg und Ryburg-Schwörstadt. Diese drei Anlagen besitzen senkrechte Anordnung der Turbinenwelle und folgende Konstruktionsdaten:

Eglisau	$H = 11{,}00$ m	$N = 6000$ PS	$n_s = 320$
Mühleberg	$H = 19{,}80$ m	$N = 8640$ PS	$n_s = 370$
Ryburg-Schwörstadt	$H = 10{,}00$ m	$N = 30000$ PS	$n_s = 730$

Während die beiden ersten Anlagen Schnelläufer-Francisturbinen besitzen, werden in der dritten Anlage Kaplanturbinen eingebaut.

[1] Vgl. Pfau, Schweiz. Bauzeitung.

Über eine neuzeitliche Konstruktion einer Niederdruckturbine berichtet im folgenden Oberingenieur J. Schnyder (von Bell & Cie. in Kriens):

Propeller-Turbine mit fast axialem Durchfluß

Neben den in der Literatur bekannten Propeller- und Schrauben-Turbinen mit dem üblichen Fink-Leitrad ist in den letzten Jahren auch

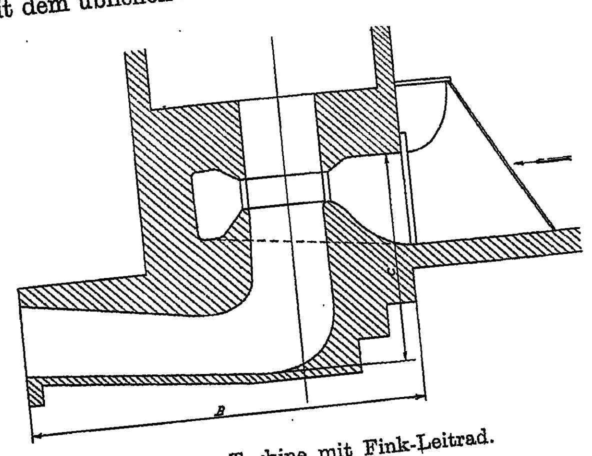


Abb. 3. Turbine mit Fink-Leitrad.

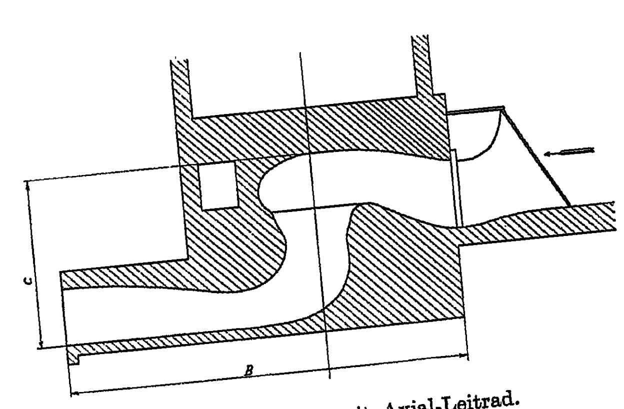


Abb. 4. Turbine mit Axial-Leitrad.

ein Propeller-Typ mit fast axial durchströmtem Leitapparat entwickelt und auf den Markt gebracht worden. Der Vorteil dieses Types liegt vor allem in dem sehr kleinen Raumbedarf, namentlich der Oberwasserkammer, wie dies in dem nachstehenden Vergleich mit andern Typen des näheren ausgeführt wird. Unter Hinweis auf Abb. 3 und 4 sei:

A die Achsdistanz der Turbine,

B die Breite des Maschinenhauses,

C der Höhenabstand von Saugrohrsohle bis zur oberen Grenze der Oberwasserkammer, dann ist

$R = A\,B\,C$ der von der Oberwasserkammer und dem Saugrohr beanspruchte Raum der Turbine. Setzt man: $R = k \cdot Q_1$, wo $Q_1 = \frac{Q}{\sqrt{H}}$ also die Wassermenge pro 1 m Gefälle bedeutet, so stellt k einen Maßstab für den von der Turbine beanspruchten Raum dar, oder mit anderen Worten, k ist der Raumbedarf für die Turbine für 1 m^3 Wasser auf 1 m Gefälle bezogen. In der nachstehenden kleinen Tabelle ist dieser Koeffizient für einige in der Literatur bekannten Anlagen mit Francis- und Propellerturbinen verschiedener Ausführungstypen in Vergleich gesetzt zu den hier beschriebenen für einige Anlagen gelieferte Axial-Propeller-Turbinen.

	1. Lila-Edet	2. Kachlet	3. Eglisau	4. Beznau
$H =$	6,5	7,75	9,6	6,0 m
$Q =$	175	92	50	36,4 m^3/s
$Q_1 =$	68,5	33	16	14,7 $m^{2,5}/s$
$A =$	14,7	15,5	9,6	7,5 m
$B =$	38,5	31	18	19,5 m
$C =$	16,4	15,5	13,3	7,4 m
$R =$	9300	7500	2300	1040 m^3
$k = \frac{R}{Q_1} =$	135	230	144	76 $m^{1/2}$

Dieser Koeffizient k kann keinen Anspruch auf absolute Genauigkeit machen, weil es etwas schwierig ist, die Breite des Maschinenhauses für die verschiedenen Typen wegen der verschiedenen Ausführungsform des Einlauf-Bauwerkes klar abzugrenzen. Da indessen, wie die Tabelle zeigt, der Koeffizient für den besprochenen Turbinentyp zum Teil nur ein Drittel, zum Teil nur etwa die Hälfte derjenigen der verglichenen Radial- und Axial-Turbinen beträgt, so ist damit der außerordentlich kleine Raumbedarf bei der neuen Axial-Turbine genügend gekennzeichnet.

Bei der in der Kolonne 4 genannten Anlage *Beznau* handelt es sich um den Umbau der bekannten Anlage an der Aare bei Döttingen der N. O. K. Baden gehörend. Es sind elf Generator-Turbinen eingebaut, welche bei einem mittleren Gefälle von 6 m einen Wasserverbrauch von 36,4 m^3/s haben und 2400 PS leisten. Die Formgebung der Zulaufkammer und des Saugrohres ist aus Abb. 5 und 6 ersichtlich.

Berücksichtigt man, daß bei dieser Formgebung der Oberwasserkammer das Wasser den Leitschaufeln in der einen Symmetriehälfte der Kammer in der Richtung A und in der andern Hälfte in der Richtung B zufließt, wie dies die Abb. 6a schematisch angibt, so müßte, streng genommen, jede Leitschaufel eine andere Eintritts-

form haben. Da indessen die Leitklappen bei Schlußstellung abdichten müssen, so hätte eine derartige Formgebung zu großen Schwierigkeiten in deren Herstellung geführt. Durch Weglassen des üblichen

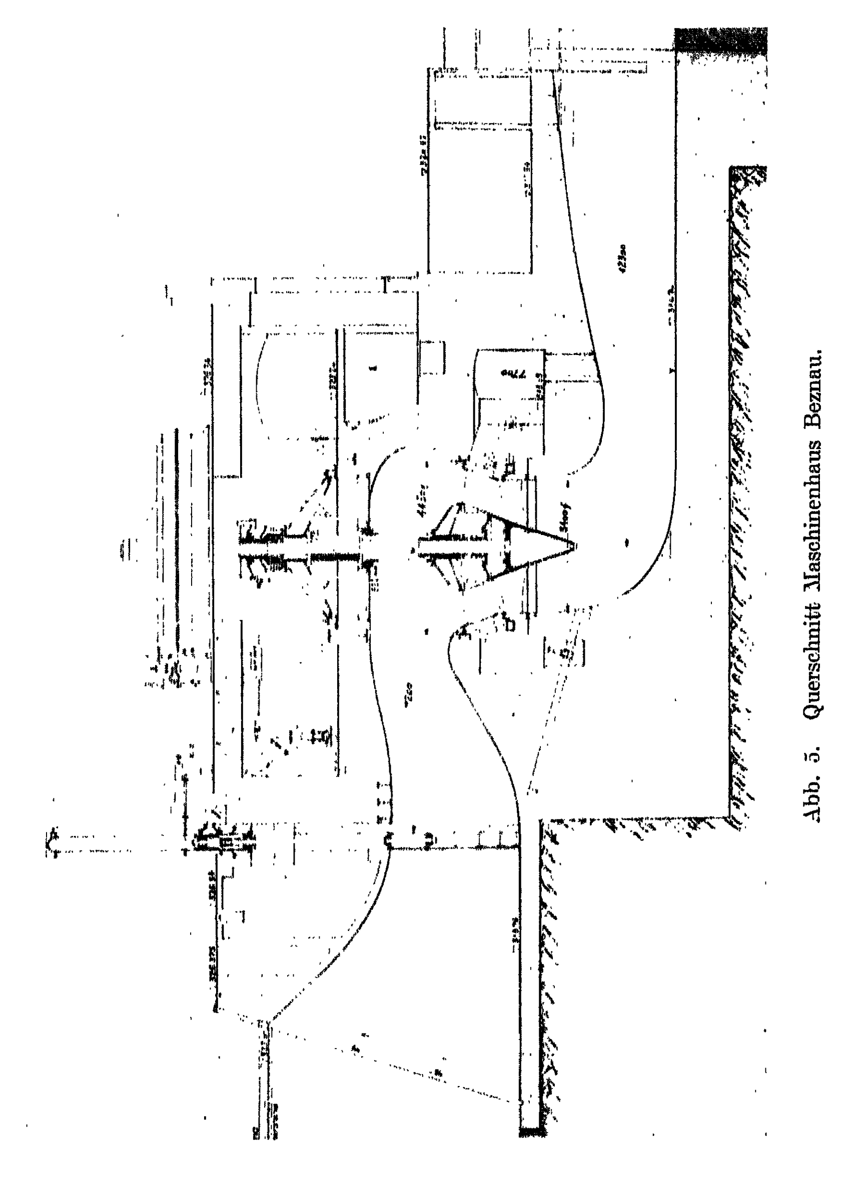


Abb. 5. Querschnitt Maschinenhaus Beznau.

Speed-Ringes und durch Anwendung großer Krümmungsradien am äußeren Meridianprofil konnten die Strömungsverhältnisse trotzdem verhältnismäßig günstig gestaltet werden. Da im ferneren der Austrittswinkel der Leitklappe vom Außenkranz zum Innenkranz stark variiert,

und da zudem bekanntlich die Abströmung des Wassers eine Ablenkung gegenüber der tangenten Richtung erfährt, mußten auch die Strömungs-

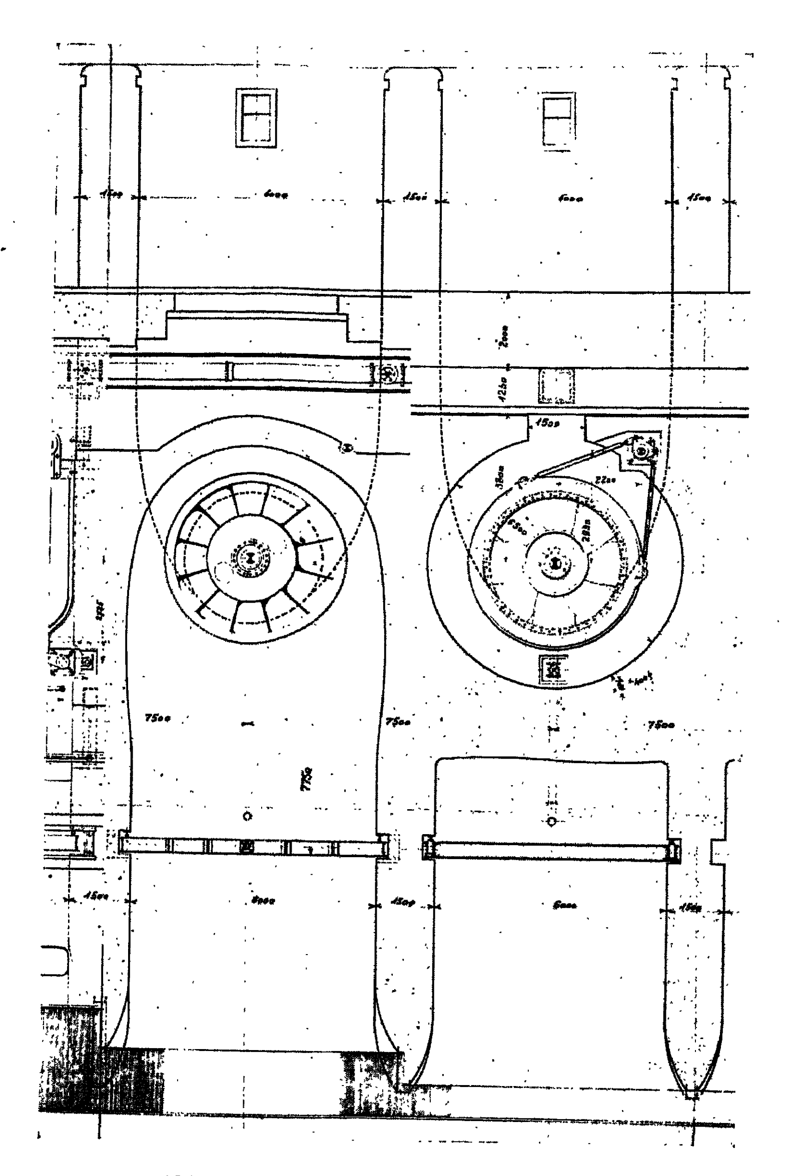


Abb. 6. Grundriß Maschinenhaus Beznau.

verhältnisse in diesen Teilen der Turbinen experimentell untersucht werden. Das Laufrad selbst ist ein normaler Acht-Flügel-Propeller-Typ

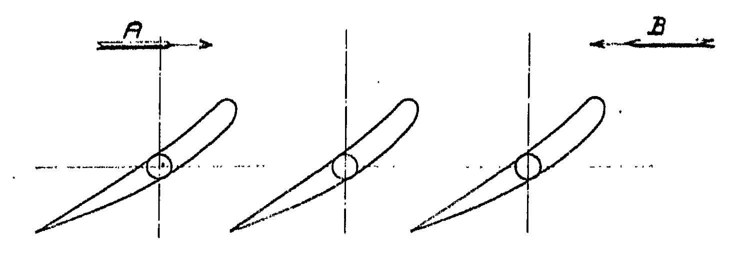


Abb. 6a. Skizze.

Abb. 7. Betriebscharakteristik.

mit geringer Überdeckung und hat einen äußeren Durchmesser von 3400 mm. Für das Saugrohr war sowohl die Sohlenquote als die Austrittsbreite und der tiefste Unterwasserstand durch die Ortsverhältnisse festgelegt, so daß ein verhältnismäßig enger Austritts-Querschnitt resultierte. Bei der oben angegebenen Durchflußmenge von 36,4 m³/s bei Vollöffnung und 6,0 m Gefälle ergibt sich ein Austrittsverlust von ca. 3,8 % und bei dem Gefälle von 4,0 m 4,6 %. Gemäß der beiliegenden, durch offizielle Abnahmeversuche ermittelten Betriebscharakteristik, Abb. 7, stellt sich der günstigste Wirkungsgrad auf über 89 %, welches

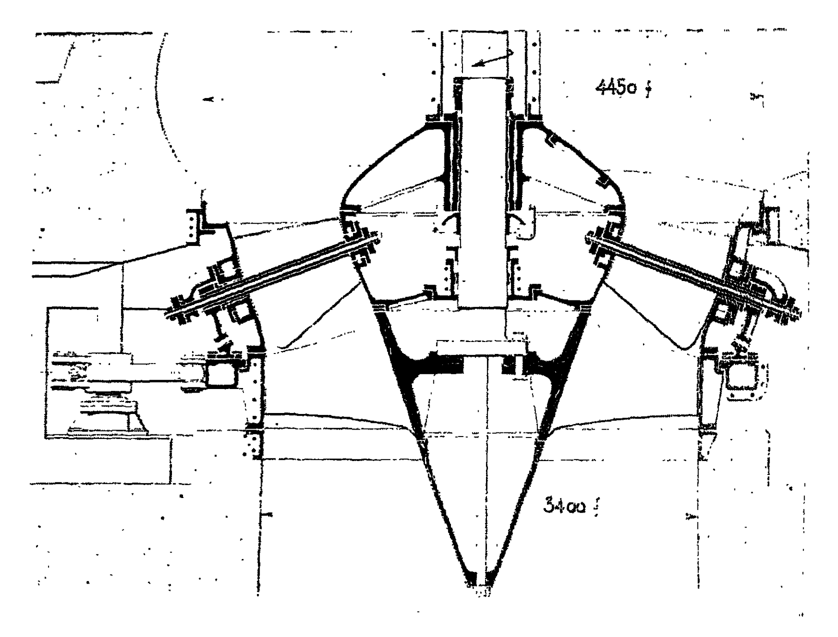


Abb. 8. Querschnitt durch Axialturbine Beznau.

Resultat in Anbetracht des vorerwähnten, unvermeidlich großen Austrittsverlustes und der ungünstigen Wasserführung im baulichen Teile auf eine sehr gute Wirkungsweise von Leit- und Laufrad schließen läßt.

Bei Anwendung eines normalen Saugrohres würde somit der beste Nutzeffekt gegen 91 % betragen, so daß, vom hydraulischen Gesichtspunkt aus betrachtet, der angewendete Leitapparat mit fast axialer Durchströmung dem Finkschen Leitapparat als gleichwertig verglichen werden kann. In konstruktiver Beziehung sei noch auf folgende Merkmale hingewiesen: die Abstützung der inneren Führungsbirne der Turbine erfolgt durch Distanzbolzen, welche die Leitschaufeln durchdringen, also ähnlich wie bei der Fink-Schaufelung mit Innen-Regulierung. Wegen der sehr knappen Raumverhältnisse auf der Innenseite der inneren Leitradbegrenzung wurde der Leitschaufel-Antrieb

auf die Außenseite verlegt, so daß die Dichtungen für die Leitschaufelachsen wie auch der Antriebsmechanismus leicht zugänglich gemacht werden konnten, wie dies aus der beigefügten Schnittzeichnung, Abb. 8, und der Photographie Abb. 9 ersichtlich ist. Die angewendeten, aus Gußeisen roh gegossenen Segmente, mit sehr genau geformten Zähnen, haben sich hinsichtlich Abnützung sehr gut bewährt.

Eine weitere, konstruktive, bemerkenswerte Einzelheit dieser Anlage ist die Verwendung der Einlaufschütze als Fallschütze. Bei dem erfolgten Umbau der Turbinenanlage wurden die bestehenden Generatoren

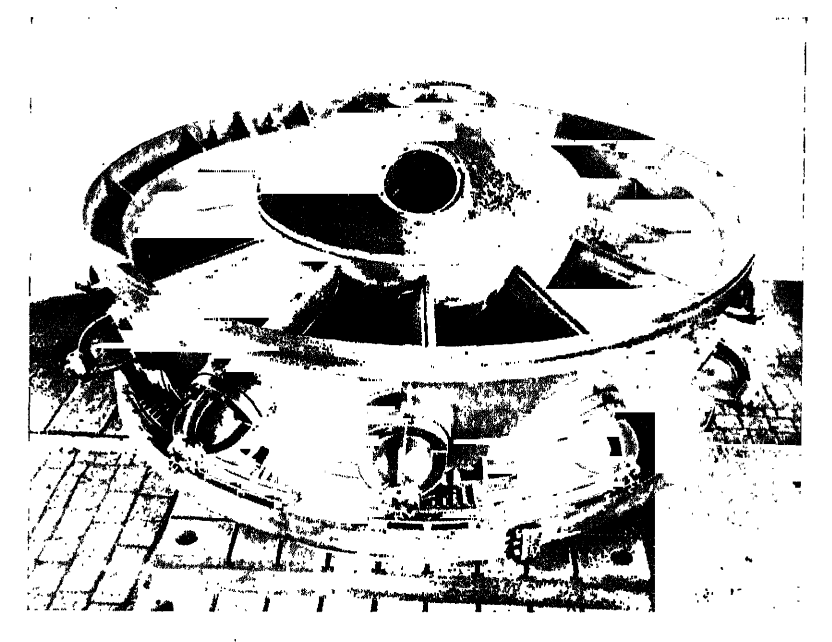


Abb. 9. Leitapparat Axialturbine Boznau.

wieder verwendet. Dieselben waren jedoch seinerzeit für die alten Turbinen nur für eine Durchbrenntourenzahl von 120 berechnet, während die Durchbrenntourenzahl der Propellerturbine ca. 170 betrug. Um nun ein Überschreiten der früheren Durchbrenntourenzahl zu verhindern, wurde eine besondere Maximal-Drehzahl-Begrenzung erforderlich. Die bestehenden Einlaufschützen, welche von allem Anfang an mittels Öldrucksteuerung betätigt wurden, erhielten am untern Ende des Steuerzylinders ein Auslaufventil, welches normalerweise geschlossen bleibt, jedoch bei Erreichung einer Tourenzahl, die über ca. 30 % der normalen liegt, durch ein direkt auf der Turbinenwelle sitzendes Zentrifugal-Pendel geöffnet wird. Die Austrittsöffnung dieses Ventiles ist so groß bemessen, daß die Einlaufschütze mit einem Hub von 3,2 m innerhalb 1,8 . . . 2 s hinunterfällt und somit das Zuflußwasser absperrt.

Um die beträchtliche kinetische Energie der ca. 7 t schweren Schütze ohne schädlichen Schlag auf die Einlaufsohle abzufangen, schließt der Zylinderkolben an seinem untern Hubende nach und nach die Öffnung zu dem vorerwähnten Ablaufventil, so daß bei den letzten 20 cm Hub der Schütze eine allmähliche Druckerhöhung im Zylinder eintritt. Die Schützentafel wird daher beim Herannahen auf die Sohle so stark gebremst, daß nur ein sanftes Aufsetzen auf die Sohle stattfindet. Diese Einrichtung hat sich gut bewährt und verhindert ein Ansteigen der Tourenzahl auf über 110 Touren per Minute in absolut sicherer Weise.

II. Hochdruckanlagen

1. *Talsperren*

a. Berechnung und Dimensionierung

Die Berechnung der großen Talsperren hat in der Schweiz in den letzten Jahren keine bedeutenden Änderungen erfahren. Bauleitung und Unternehmer solcher Bauwerke richteten ihr Augenmerk auf eine möglichst wirtschaftliche Einrichtung der Bauplätze und auf die zweckmäßige Bauausführung, sei es, um dem nachteiligen Schwinden des Baustoffes sowie Temperaturerhöhungen infolge der Abbindung wirksam zu begegnen, sei es, um Wasserverluste durch das Bauwerk selbst oder durch den Untergrund auf ein Minimum zu reduzieren.

Gewichtsmauern. Bei der Berechnung der Gewichtsmauern besteht allgemein die Ansicht, daß der Unterdruck trotz aller Vorkehrungen, die zur Abdichtung des Untergrundes (Zementmilch-Injektionen) oder des Bauwerkes selbst unternommen werden, zu berücksichtigen sei. Bei der Staumauer des Kraftwerkes Barberine ist dieser Unterdruck mit 100% auf der Wasserseite und 0% auf der Luftseite angenommen worden, bei der Staumauer Schräh des Kraftwerkes Wäggital mit 80% auf der Wasserseite und 0% auf der Luftseite, ebenso bei den Nebensperren Seeuferegg und Gelmer des Kraftwerkes Handeck. Die große im Bau befindliche Spitallammsperre dieses Kraftwerkes (110 m Höhe über Flußsohle) ist eine kombinierte Konstruktion, welche als Gewichts- und Bogenmauer wirkt. Die Kronenlänge beträgt rund 250 m. Die Lastverteilung zwischen den beiden Systemen ist auf Grund der elastischen Deformation der Mauer berechnet worden. Der Mauerquerschnitt ist indessen wie bei den übrigen erwähnten Sperren ebenfalls dreieckförmig und weist einen Anzug von 1 : 0,10 auf der Wasserseite und 1 : 0,50 auf der Luftseite auf. Der Krümmungsradius der Dreieckspitze beträgt 90 m. Eine kleinere Gewichtsmauer in Dreieckform von im Maximum 35 m Höhe ist gegenwärtig im Kanton Glarus für das Niederenbachwerk im Bau mit einem wasserseitigen Anzug von 1 : 0,05 und einem luftseitigen von 1 : 0,70, zusammen somit 1 : 0,75, wie übrigens auch bei der 18 m hohen Staumauer des Illsee-Werkes. Dieser Querschnitt wird in der Schweiz gegenwärtig als Minimal-Querschnitt angesehen. Er berücksichtigt einen Unterdruck von etwa 50% wasserseitig und 0% luftseitig.

Gewölbemauern. Die Schweiz besitzt nur zwei Gewölbetalsperren, diejenige des Kraftwerkes Broc an der Jogne mit 52 m Höhe und diejenige des Kraftwerkes Amsteg an der Reuß mit 32 m Höhe. Die Berechnung der Gewölbemauern kann in drei Phasen geteilt werden.

Un premier calcul de dimensions s'appuie sur la formule du tube: $\sigma = \frac{p \cdot r}{e}$ où σ est la tension moyenne de compression, p la pression hydrostatique sur l'arc, r le rayon d'extrados et e l'épaisseur de l'arc. Cette formule permet d'apprécier dans une certaine mesure la sécurité à l'effrondement que présente le barrage-voûte, mais ne saurait guider le constructeur quant aux détails de forme et aux qualités du béton à exiger. On admet pour ce premier calcul grossier un taux de sécurité de 10.

Le deuxième calcul est encore écarté de la réalité. Il considère les arcs comme encastrés dans les parois de la gorge, mais supportant la poussée *totale* de l'eau. Il conduit à un surdimensionnement des arcs, sans laisser prévoir les dangers de fissures horizontales. L'ouvrage, dimensionné à ce point de vue, offre toute sécurité quant à son effrondement, mais présente des dangers de fissuration et partant des pertes d'eau. En outre si dans cette méthode, on fait intervenir l'influence d'une variation de température, les résultats obtenus sont encore trop schématiques et peu conformes à la réalité. Les bétons sont alors dosés pour assurer un taux de sécurité de 6.

Le troisième calcul tend à se rapprocher davantage de la répartition réelle des efforts, et tient compte dans une première approximation des effets de la continuité entre les différentes tranches horizontales. On peut étudier ainsi les détails de forme propres à éviter des fissures horizontales.

Ces trois méthodes de calcul sont à envisager dans leur ensemble et éclairent chacune à leur manière le conception d'un ouvrage. Il paraît intéressant de les appliquer l'une et l'autre.

Les efforts d'extension obtenus dans le calcul d'un barrage sont à différencier suivant les cas:

a. L'effort d'extension étant supposé avoir provoqué une fissure, si petite soit elle, cette derniè repeut avoir pour effet d'augmenter l'effort d'extension; dans ce cas il y a aggravation irrémédiable: c'est le cas du barrage gravité où les efforts d'extension doivent être exclus.

b. La fissure provoquée par un effort d'extension tend à diminuer la grandeur de ce dernier; c'est le cas des ouvrages encastrés, donc en particulier du barrage-voûte. Il convient de tolérer des efforts d'extension dans ce cas. On ne peut pas en fixer la limite admissible; on s'arrange plutôt à donner aux résultantes des poussées des directions assurant un appui sûr.

Pour ce qui concerne les résistances à exiger du béton, on peut tenir compte des résultats fournis par les trois calculs, en affectant chacun d'eux d'un coefficient de sécurité approprié à la précision du calcul.

On peut ainsi déterminer la qualité du béton dans les diverses zones du barrage.

Eisdruck ist bei keiner schweizerischen Talsperre in Rechnung gezogen worden, weil man allgemein annehmen kann, daß der Wasserspiegel des Stausees bis zur Bildung einer Eisdecke (gegen Ende November) bereits abgesenkt ist und deshalb die Sperre in die Lage versetzt wird, einen allfälligen Eisschub aufzunehmen. Ein solcher Schub konnte übrigens noch bei keinem Stausee einwandfrei nachgewiesen werden, weil das Eis in der Regel an den Rändern infolge der Seeabsenkung bricht.

b. Bauausführung

Fundament: Der Fundamentaushub erstreckt sich bis auf die gesunde Felsunterlage. Trotzdem sind bei den meisten Talsperren der Schweiz in das Fundament nach Aufbringung einer Betonschicht noch Zementmilch-Injektionen mit Hilfe von Bohrlöchern bis zu 30 m Tiefe gemacht worden. Bei der Staumauer Schräh wurden in deren Verlängerung links- und rechtsseitig zur Abdichtung des Seewerkkalkes Bohrlöcher in ca. 10 m Abstand bis zu einer Tiefe von 110 m angelegt. In diese Bohrlöcher ist Zementmilch mit einem Druck bis zu 40 at eingepreßt worden. Der mittlere Zementverbrauch betrug pro Meter Bohrloch 54,8 kg und die Kosten beliefen sich pro Meter auf Fr. 90,15 inkl. Injektionen.

Mauer: Die großen Gewichtsmauern der Schweiz sind ausnahmslos in Gußbeton erstellt worden, und zwar mit einer Dosierung von 180—220 kg Portlandzement pro m³ fertigen Mauerbeton. Für die Verkleidung wurde eine Dosierung von 225—300 kg Portlandzement verwendet. Während bei den Staumauern Barberine und Schräh der Wasserzusatz pro m³ fertigen Beton noch zwischen 177 und 190 l schwankte, gelang es bei der Spitallammsperre denselben auf 135—140 l herunterzusetzen, was eine wesentliche Verbesserung der Betonqualität zur Folge hatte. Begreiflicherweise geht die Tendenz dahin, die Wasserbeigabe noch weiter herunterzusetzen. Das Kies- und Sandmaterial wird in 2—4 Komponenten ausgeschieden, um eine zweckmäßige granulometrische Zusammensetzung zur Erzielung eines dichten Betons zu erhalten. Durch vorgängige Laboratoriumsversuche und durch fortwährende Versuche bei der Bauausführung wird diese Zusammensetzung ermittelt und sorgfältig geprüft.

Um das Schwinden des Betons möglichst unschädlich zu machen, wird einmal die Mauer in Blöcken mit einer halben oder ganzen Tagesleistung betoniert und außerdem werden quer oder radial Fugen in Abständen von 15—25 m solange als möglich offen gelassen. Durch diese Fugen wird die Abbindewärme der Betonblöcke im Laufe des Winters wenigstens teilweise abgeführt. Das Einbringen des Betons erfolgt mit Hilfe des sogenannten Rinnensystems oder mit Kabelkranen. Bei der Staumauer Schräh wie auch bei der Spitallammsperre wurde bzw. werden gleichzeitig beide Systeme verwendet, wodurch die

Leistung erhöht wird. Die Installationen bei der letzteren Sperre erlauben das Einbringen von ca. 2400 m³ Beton pro Tag. Die durchschnittliche Monatsleistung beträgt aber nur 30 000—40 000 m³.

Im Gegensatz zu den Gewichtsmauern sind die beiden in der Schweiz vorhandenen Bogenmauern nicht in Gußbeton erstellt worden. Die Staumauer des Kraftwerkes Broc an der Jogne besteht aus Stampfbeton mit einer Dosierung von 220—250 kg Portlandzement pro m³ fertigen Beton. Sowohl die Wasser- wie auch die Luftseite sind mit auf dem Bauplatz erstellten Betonsteinen von 60 × 30 × 30 cm verkleidet. Die Dosierung dieser Würfel betrug 50 kg Portlandzement auf 60 l Sand und 100 l Kies. Die Staumauer des Kraftwerkes Amsteg wurde im Fundament mit Granitsteinen gemauert. Das aufgehende Mauerwerk besteht ausschließlich aus Granitquadern, die an Ort und Stelle leicht gewonnen werden konnten.

c. Erfahrungen

Die Gewichtsmauern der Schweiz liegen in ganz verschiedenen Höhenlagen. Während die Staumauer Schräh nur etwa 900 m ü. M. liegt, befindet sich die Illseesperre auf 2350 m ü. M. Die Staumauer Barberine, wie auch die Spitallammsperre weisen eine Höhenlage von ca. 1900 m ü. M. auf. Die Erfahrung zeigt, daß je höher die Lage der Sperre, um so größer die Einwirkung des Frostes auf den Beton ist. Bei der Barberinesperre zeigten sich im Laufe der Zeit an der Wasserseite (die Luftseite ist mit einem harten Kieselsandstein verkleidet) eine Reihe von Frostschäden, die ausgebessert werden mußten. Eine über den seitlichen Überlauf führende kleine Brücke in armiertem Beton von 300 kg PC/m³ mußte abgetragen und durch eine Konstruktion in Eisen und Holz ersetzt werden. Die Staumauer Schräh zeigt auf der Wasserseite mit einer Verkleidung von 300 kg PC/m³ keine Abwitterung, dagegen auf der Luftseite, wo mit der Zeit eine 20 cm starke Stampfbetonschicht mit 300 kg PC/m³ angebracht werden soll. Bei der Illsee-Staumauer wurde über dem Beton von 220 kg PC/m³ auf der Wasserseite noch ein Gunitverputz angebracht. Es zeigte sich aber, daß in solchen Höhenlagen auch dieser Verputz unter der Einwirkung des Frostes ziemlich leidet und von Zeit zu Zeit Ausbesserungen erfordert. Die Erfahrung lehrt, daß Talsperren in Höhenlagen von über 1000 m wasser- und luftseitig mit Natursteinen bzw., um den Schwierigkeiten beim Versetzen zu begegnen und einen einwandfreien Zusammenhang zwischen Verkleidung und Beton zu gewährleisten, mit sehr sorgfältig hergestellten Kunststeinen verkleidet werden sollten, wenn der Frosteinwirkung mit Erfolg begegnet werden will.

2. *Wasserfassungen bei Anlagen ohne Staubecken*

a. Entkiesungsanlagen

Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich auf die Behandlung der Entkiesung und Entsandung bei Wasserfassungen in nicht stark

aufgestauten Flußläufen des Hochgebirges, da der Lösung dieser Frage in der Schweiz besondere Sorgfalt gewidmet wurde.

Die in der Schweiz in neuerer Zeit erstellten Wasserfassungen dieser Art haben alle das gemeinsame Merkmal, daß bei ihnen die früher fast allgemein übliche Anordnung von größeren Ablagerungsbecken hinter dem Einlauf fehlt. Diese Ablagerungsbecken haben nämlich im Betrieb die in sie gesetzten Erwartungen zumeist nicht gut erfüllt, indem die Ablagerungen mittels der angeordneten Spülschützen während des normalen Betriebes nicht in befriedigender Weise ausgespült werden konnten. Eine wirksame Spülung war bei diesen Becken nur möglich durch vorübergehende Entleerung, was naturgemäß Unzukömmlichkeiten für den Betrieb hatte. In der Schweiz ist man daher in den beiden letzten Jahrzehnten häufig dazu übergegangen, an Stelle dieser Ablagerungsbecken direkt hinter dem Grobrechen des Einlaufes sogenannte Kiesablässe und, bei Werken mit größeren Gefällen, gedrängtere Entsandungsanlagen einzubauen. Gelegentlich wird der Kiesablaß auch ganz weggelassen und die Entsandungsanlage direkt hinter dem Einlauf angeordnet, wobei dieselbe dann gleichzeitig auch den in den Einlauf gelangenden Kies zu entfernen hat.

Außerdem ist bei allen neueren Werken im Wehr selbst eine Grundablaßöffnung in unmittelbarer Nähe der Einlaufschwelle angeordnet, mittels welcher das sich vor der Einlaufschwelle im Flußbett anhäufende Material nach Möglichkeit direkt durch das Wehr abgeführt wird. Früher glaubte man, es bei dieser Anordnung für den Kiesabzug bewenden lassen zu können. Es hat sich aber gezeigt, daß dies allein nicht genügt, und daß besonders bei etwas langen Einlaufrechen und niedrigen Einlaufschwellen viel Kies durch den Rechen in den Einlauf gelangt. Zur besseren Abführung der Ablagerungen vor der Einlaufschwelle werden öfters glatte, gegen den Grundablaß hin geneigte Böden mit Holz- oder Steinverkleidung angebracht. Bei einigen Werken hat man außerdem vom Flußpfeiler des Grundablasses aufwärts eine sogenannte Leitmauer erstellt, wodurch eine Art Spülrinne vor dem Einlauf geschaffen und eine wirksamere Spülung erzielt wird. Beispiele: Klosters-Küblis (1922), Vernayaz (1926), La Peuffeyre (1926), Monte Piottino (im Bau).

Die im Ausland gelegentlich zur Ausführung gelangte Anordnung von Kiesablaßschützen vor einer hohl ausgebildeten Einlaufschwelle, also vor dem Einlaufrechen, ist bisher in der Schweiz nicht zur Anwendung gekommen, weil bei der Natur der schweizerischen Gebirgsflüsse und -bäche mit einer häufigen Verstopfung dieser Ablässe durch Wurzelwerk usw. zu rechnen wäre.

Dagegen ist eine ähnliche typische Entkiesungsvorrichtung schon seit Jahren im Einlauf selbst, d. h. direkt hinter dem Einlaufrechen angeordnet worden. Sie besteht in einer ausgesprochenen Sohlenvertiefung, welche ein starkes Gefälle vom Einlaufrechen gegen die quer zur Fließrichtung des Betriebswassers angeordnete hohle Schwelle besitzt. Vor diese hohle Schwelle werden sogenannte Kiesablaßschützen

gestellt, welche bei Kiesführung leicht gezogen werden und den sich auf der Sohle absetzenden Kies mit einer gewissen Menge Spülwasser kontinuierlich durch die hohle Schwelle hindurch seitwärts in das Unterwasser des Wehres abführen. Dieses System hat sich in der Praxis gut bewährt. Solche Entkiesungsanlagen sind z. B. bei den folgenden Anlagen zu finden: Navizancewerk (1908), Rhonewerk (1910), Borgnewerk (1915), Kraftwerk Amsteg (1923), Turtmannwerk (1925).

b. Entsandungsanlagen

Die eigentlichen *Entsandungsanlagen* werden nun, wo es die Verhältnisse zulassen, gewöhnlich unmittelbar im Anschluß an den Einlauf oder den Kiesablaß erstellt. Wo dies wegen Mangel an Platz oder an dem zur Spülung nötigen Gefälle bei der Wasserfassung nicht tunlich ist, werden diese Anlagen in einer geringen Entfernung von der Fassung im Zuge des Kanals gelegentlich auch unterirdisch angeordnet.

In den letzten Jahren haben sich hauptsächlich zwei Systeme von Entsandungsanlagen eingeführt, nämlich dasjenige von Ingenieur J. Büchi in Zürich und dasjenige von Ingenieur H. Dufour, Lausanne. Das Charakteristische beider Systeme ist, daß die Entsandung in relativ schmalen, langen Kammern erfolgt, welche von Betriebswasser mit einer relativ kleinen Geschwindigkeit durchflossen werden. Die Kammern besitzen zuvorderst sogenannte Beruhigungsrechen, zwecks Erzielung einer möglichst gleichmäßigen Wassergeschwindigkeit über den ganzen Querschnitt.

Beim System Büchi wird der sich in den Kammern absetzende Sand durch Entleeren der einzelnen Kammern periodisch ausgespült, indem die am Kammereinlauf angeordnete Schütze geschlossen wird, während eine am Kammerende aufgestellte Spülschütze gezogen wird. Durch leichtes Öffnen der Einlaufschütze wird dann der abgelagerte Sand vermittels einer gewissen Menge Spülwasser in einen gemeinsamen Spülkanal ausgespült; die Kammersohle hat zu diesem Zwecke in der Längsrichtung ein ziemlich starkes Gefälle gegen die Spülschütze zu. Ein charakteristisches Merkmal dieses Systems ist ferner eine vom unteren Kammerende schräg aufwärts verlaufende Wasserabzugsvorrichtung, durch welche die oberen Schichten des bereits entsandeten Wassers zum raschen Abfließen gebracht werden und so den Querschnitt entlasten.

Das System Dufor besitzt eine auf der ganzen Länge der Kammersohle ziemlich waagerecht verlaufende charakteristische Sandabzugsvorrichtung, welche den sich absetzenden Sand und Schlamm fortlaufend mittels eines gewissen Quantums Spülwasser unter dem vollen Wasserdruck der Kammern abschwemmt. Das System Dufour hat den Vorteil, daß die einstellbare Spülung automatisch während des normalen Betriebes vor sich geht, ohne daß auch nur eine einzelne Kammer abgestellt werden muß, so daß es nur eine sehr geringe Wartung erfordert und den Kammerquerschnitt stets frei von Sandablagerungen hält.

Beim System Büchi werden mindestens zwei Kammern, meist aber vier oder fünf angeordnet. Beim System Dufour ist die Kammerzahl gewöhnlich auf zwei, bei kleineren Anlagen meist sogar auf eine beschränkt, was dank dem kontinuierlichen Sandabzug möglich ist. Aber auch bei größeren Anlagen ist das Einkammersystem Dufour schon angewendet worden, wenn es z. B. die gedrängten Platzverhältnisse als wünschenswert erscheinen ließen. Beide Systeme haben sich in der Praxis gut bewährt und sind an einer größern Anzahl Wasserfassungen im In- und Auslande zur Ausführung gelangt, insbesondere das Dufoursystem. Entsandungen nach System Dufour finden sich z. B. bei folgenden schweizerischen Werken: Ackersand (1919 und 1929), Monthey (1920), Tremorgio (1926), Gornergrat (1922), Vernayaz (1925), Martigny (1924), La Peuffeyre (1926), Champsec (1928), Gampel (1929), Monte Piottino und Sernfwerk (im Bau); solche nach System Büchi beim Borgnewerk (1916), Biaschinawerk (1919), Klosters-Küblis (1922), Amsteg (1922) und Turtmann (1926).

Was nun die an solche Entsandungsanlagen gestellten Anforderungen anbelangt, so bewegen sich dieselben in ziemlich weiten Grenzen, je nach der Größe des Gefälles und je nachdem der mitgeführte Sand vorwiegend scharfkantig oder blätterig ist. Beide Systeme arbeiten je nach den Verhältnissen so, daß aller Sand über einer bestimmten Korngröße, gewöhnlich über etwa 0,3 bis 0,5 mm, mit einer Toleranz von einigen wenigen Prozenten aus dem Betriebswasser entfernt wird, wobei aber auch der feinere Sand noch zum erheblichen Teil zur Ausscheidung gelangt. Dabei liegt die Durchflußgeschwindigkeit durch die Kammern etwa zwischen 0,2 bis 0,5 m/s und das Verhältnis des gesamten Kammerinhalts zur maximalen sekundlichen Betriebswassermenge etwa zwischen 140 und 60. Diese Dimensionierungen haben sich bewährt.

3. *Wasserzuleitung zu Hochdruckanlagen*

a. Einlauf

Beim *Einlauf* wird großes Gewicht auf eine hydraulisch gute, durch die Rechenanlage und Abschlußorgane möglichst wenig gestörte Wasserführung gelegt. Aus diesem Grund werden bei den neuen Anlagen die Einlauföffnungen größer und der Übergang bis zum normalen Stollenquerschnitt stetiger und auf eine größere Länge ausgebildet. Bei dem im Jahre 1909 in Betrieb gekommenen Löntschwerk beträgt die Einlauffläche das 2,5fache der lichten Stollenfläche und bei dem im Jahr 1924 vollendeten Druckstollen der oberen Stufe des Kraftwerkes Wäggital das 4,5fache. Die beiden Abb. 10 u. 11 orientieren über die Verschiedenheit der Einlaufformen. Der reine Einlaufverlust, ausgedrückt als Vielfaches der Geschwindigkeitshöhe $\left(\Delta h = \varphi \cdot \frac{V^2}{2g}\right)$, ergab sich im Mittel aus verschiedenen Messungen, im ersteren Fall zu $\varphi = 2{,}20$ und im zweiten Fall zu $\varphi = 0{,}72$. Die Hauptursache für den großen Unterschied liegt neben der Verschiedenheit des Einlaufflächenfaktors darin,

daß bei Abb. 10 die zwei offenen Schächte ungünstige Querschnittsänderungen darstellen, während bei Abb. 11 der Stollen den Drosselklappenschacht in geschlossenem Rohr durchfährt.

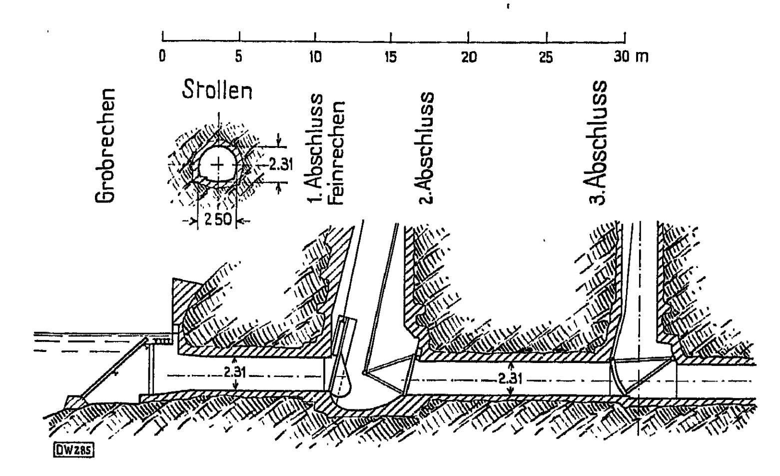


Abb. 10. Einlauf K. W. Löntsch.

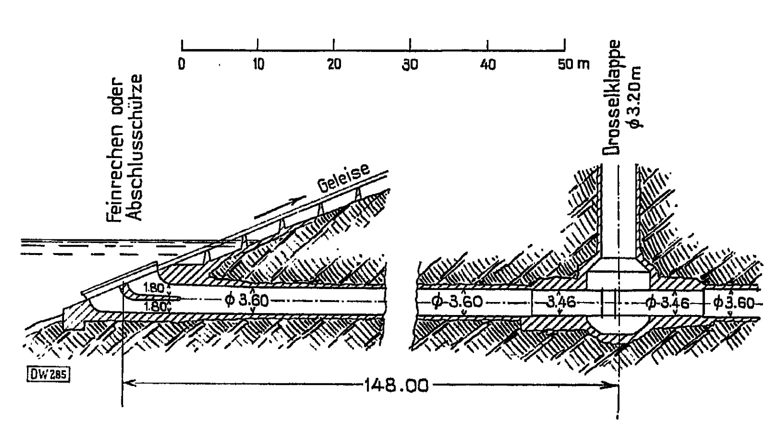


Abb. 11. Einlauf K. W. Wäggital.

Bei mehreren Abschlußorganen wird die Disposition so getroffen, daß voneinander unabhängige, örtlich getrennte und sich ergänzende Abschlüsse hintereinander geschaltet werden.

b. Druckstollen

Der Druckstollen wird mehr und mehr als Kreisprofil ausgebildet, das für das Einbringen einer Ausmauerung gegen den Außendruck und für wasserdichte Auskleidung die beste Form darstellt (Barberine, Wäggital, Turtmann, Vernayaz, Grimsel, Piottino, Etzelprojekt). Da-

neben kommen zur Erleichterung der Bauausführung besonders bei kleinen Stollen mit günstigen Gebirgsverhältnissen auch ei- und hufeisenförmige Profile zur Anwendung (Peuffeyre, Turtmann, Palü). Bei Ausmauerung wird in der Regel auf der ganzen Stollenlänge der gleiche lichte Durchmesser eingehalten, der sich dann beim Einbringen einer inneren Auskleidung um deren Stärke verringert. Diese innere Auskleidung kann mit Rücksicht auf die Standfestigkeit des Gebirges oder deshalb erforderlich sein, um die Stollenwände vor dem Angriff des fließenden Wassers zu schützen, schließlich kann sie auch aus hydraulischen Gründen ausgeführt werden, in diesem Falle dann als möglichst glatte Betonverkleidung. Bei durchlässigem Gebirge ist eine wasserdichte Umhüllung notwendig, entweder aus Eisenbeton oder am häufigsten in Form einer armierten Gunitschicht von 7—8 cm Stärke, die bei den meisten Stollen nur auf einzelne geologisch ungünstige Strecken notwendig ist (Wäggital obere Stufe 12 %, untere Stufe 15,7 % der Stollenlänge). Die Einbringung kann auf Grund der Beurteilung der Gebirgsverhältnisse oder sektionsweise durchgeführter Probeabpressungen beim Bau des Stollens, oder wie beim Ritomwerk, wo auf der an das Wasserschloß anstoßenden Stollenhälfte in das ursprüngliche eiförmige Profil ein armierter Gunitring eingebaut wurde, auch später erfolgen. Bei nur teilweiser Auskleidung ist am Anfang und Ende der wasserdichten Auskleidung dafür zu sorgen, daß diese nicht von den unausgekleideten Strecken her hinterströmt wird; zum gleichen Zwecke sind an diesen Stellen allfällige Baudrainagen abzudichten. Die Abdichtung wird so erreicht, daß die Auskleidung reichlich in die von Natur aus wasserdichten Gebirgspartien hineingreift und zudem an diesen Übergängen die Zementhinterpressung der Mauerung in verstärktem Maße ausgeführt wird. Als besondere Maßnahme ist beim Wäggitalwerk beim Beginn der an die Druckleitung anschließenden Gunitstrecke vor dem Wasserschloß durch radial angeordnete bis 10 m tiefe Bohrungen und Zementinjektionen ein eigentlicher Dichtungskragen eingebracht worden. In einzelnen Fällen, insbesondere in den Wasserschloß- und Anschlußpartien der Druckleitungen, wurden auch eiserne Auskleidungen erstellt (Amsteg, Ritom). Es bestehen auch Ausführungen mit im Stollen verlegtem Druckrohr, die wie beim Illseewerk bei relativ kleiner Wassermenge und dank der Begehbarkeit auch zur Schaffung eines ständigen Winterzuganges zu der Wasserfassung angezeigt sind.

Die Druckproben werden während der Bauausführung, bei zweifelhafter Gebirgsbeschaffenheit sektionsweise und nach Bauvollendung für die ganze Stollenanlage ausgeführt. Für die nachstehenden Anlagen ist bei maximalem Stollendruck und zum Teil bei erhöhtem Probedruck der folgende Wasserverlust ermittelt worden.

Werk:	Maximaldruck in m.	Wasserverlust pro 1000 m² Stollenfläche l/s
Küblis	41	0,14
Ritom	42	0,21
Barberine	80	0,75
Vernayaz	24	0,06
Wäggital untere Stufe	32	0,49
„ obere „	70	0,12
Grimsel, Stufe Handeck	70	0,16

Die Durchflußgeschwindigkeit wechselt von Werk zu Werk für die verschiedenen Ausführungen in den folgenden Grenzen:

Betonauskleidung mit Verputz:

Turtmann	1,0 m/s
Palü	1,6 „
Peuffeyre	2,1 „
Ritom	2,5 „
Navizance	2,5 „
Biaschina	2,9 „
Klosters-Küblis	3,0 „
Davos-Klosters	3,0 „
Vernayaz	3,2 „
Amsteg	3,3 „
Barberine	3,3 „
Borgne	3,6 „
Lungernsee	3,8 „
Löntsch	4,0 „
Piottino	4,0 „

Betonauskleidung ohne Verputz:

Wäggital	3,0 m/s
Piottino	3,2 „

Felsfläche mit Gunitverputz:

Turtmann	0,90 m/s
Klosters-Küblis	1,75 „

Felsfläche roh, ohne Gunitverputz:

Palü	1,20 m/s
Borgne	1,60 „
Davos-Klosters	2,00 „
Grimsel	2,5 „

Die kleine Geschwindigkeit beim Turtmannwerk ist durch die kleine Wassermenge und die für die Ausführung des Stollens notwendigen Minimalprofile begründet.

Der Rauhigkeitskoeffizient ist je nach der Art der Auskleidung verschieden. Für die nachstehenden Stollen wurde in der Geschwindig-

keitsformel von Chézy $V = c \cdot \sqrt{RJ}$, der Koeffizient c nach Ganguillet und Kutter zu

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}001\,55}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}001\,55}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}}$$

angenommen und hieraus der Rauhigkeitskoeffizient n auf Grund von Gefällsmessungen berechet.

Unausgekleideter Felsstollen:
Borgnewerk . . . . $n = 0{,}023$ bis $0{,}026$

Felsstollen mit Sohlenverkleidung:
Borgnewerk . . . . $n = 0{,}020$

Felsstollen mit Gunitverputz:
Turtmannwerk . . . . $n = 0{,}022$ bis $0{,}027$

Betonauskleidung mit Verputz:
Simmezuleitung zum Kanderwerk (Stollen und Aquädukt) . . . . $n = 0{,}0116$
Chippis, Navizance und Borgnewerk . . $n = 0{,}011$ bis $0{,}013$
Löntschwerk . . . . $n = 0{,}0112$

Betonauskleidung gegen eiserne Schalung betoniert, ohne Verputz:
Wäggital, untere Stufe . . . . $n = 0{,}0136$
„ obere „ . . . . $n = 0{,}0135$

c. Wasserschloß

Das Wasserschloß ist bei den meisten Anlagen auf Grund ähnlicher Annahmen dimensioniert worden, und zwar für ein Abschalten der Volleistung innerhalb 20 s und für die Inbetriebnahme von Leerlauf auf Volleistung innerhalb 2—3 min. Es wurden die verschiedensten Formen mit oberem und unterem, blind endigendem Reservoirstollen, oberer und unterer Wasserkammer und den damit möglichen Kombinationen ausgeführt. Beim Kraftwerk Wäggital ist der Steigschacht am Ende des unteren Reservoirstollens angebracht zum Zwecke, in diesem durch die ständigen Wasserpulsationen größere Schlammablagerungen zu verhindern, wie sie bei blind endigendem unterem Reservoirstollen an verschiedenen Orten vorgekommen sind.

d. Druckleitungen

Bei den Druckleitungen kommen genietete, wassergas-, autogen- und elektrisch-geschweißte Röhren zur Verwendung. Im Interesse der möglichsten Verhinderung der Reibungsverluste ist die Tendenz zur Vermehrung der auch in den Montagenähten geschweißten Ausführungen

sichtbar. Beim Lungernseewerk ist das an den Druckstollen anschließende Teilstück der Druckleitung als Eisenbetonrohr von 2 m Durchmesser für einen maximalen Wasserdruck von 50 m ausgeführt.

Bei den folgenden Anlagen ergab sich für die allgemeine Formel $h_w = \lambda \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{V^2}{2g}$ der Beiwert λ zu:

Barberine, geschweißte Röhren mit Nietmuffen . $\lambda = 0{,}01165$
Wäggital, Mittelwert für genieteten und geschweißten Teil ineinandergerechnet, einschließlich Ortsverluste in Kaliberwechseln, Krümmern und Verteilung:
untere Stufe . . . . $\lambda = 0{,}0184$
obere Stufe . . . . $\lambda = 0{,}0175$

Die Druckleitungen werden offen oder zugedeckt in der Erde verlegt. Die letztere Ausführungsart wird hauptsächlich in weniger steilem Gelände zur Erleichterung der Bewirtschaftung der durchschnittenen Güter gewählt. Eine in den Abmessungen neue Ausführungsart stellt die Druckleitung der oberen Stufe des Kraftwerkes Wäggital dar, indem hier wegen der tiefen Fundation der Stützpunkte Rohrspannweiten bis 22,5 m gewählt wurden bei einem Rohrdurchmesser von 2,2 m. Der Rohrquerschnitt über den Stützpunkten mußte der großen Querkräfte wegen verstärkt werden; dieser Auflagerrahmen ist für seitliche Stützung im horizontalen Durchmesser konstruiert und auf einrollige Rollenlager abgestützt.

Die Druckleitungen werden für maximale Geschwindigkeiten von 4 bis 6,5 m/s, in besonderen Fällen bis 8,5 m/s dimensioniert.

e. Druckschacht

Dem als Druckschacht ausgebildeten oberen Teil der Druckleitung des Biaschinawerkes (180 m Wasserdruck) reiht sich als erweiterte neue Ausführung der Druckschacht der Stufe Handeck des Grimselwerkes an. Der maximale Wasserdruck beträgt 550 m bei einem Durchmesser von 2,3 bis 2,1 m. Nach durchgeführten Versuchen, die für den umgebenden Granitfelsen einen Elastizitätsmodul von 180 000 kg/cm² ergeben haben, wurde die Blechstärke so gewählt, daß sich bei freiliegendem Rohr eine Beanspruchung von der doppelten Bruchfestigkeit des Bleches ergeben würde. Nach durchgeführten Messungen beträgt aber für das satt hinterbetonierte Rohr die Beanspruchung nicht über 700 kg/cm². Nach Behebung einzelner Ausführungsmängel ist der Wasserverlust praktisch Null. Es ist wichtig, die Auskleidung solcher Druckschächte je nach der Gebirgsbeschaffenheit auf vollen oder teilweisen äußeren Wasserdruck zu berechnen. Beim Handeckschacht wurde an einer Stelle ein äußerer Wasserdruck von 150 m Wassersäule gemessen. Beim Vollausbau des Werkes wird die maximale Durchflußgeschwindigkeit 6 m/s betragen.

4. *Zentralen*

Auch bei diesen Kraftwerken, welche gewöhnlich bei großen Einheitsleistungen bei Gefällen bis zu 300 m mit Francis-Turbinen und über 300 m mit Freistrahlturbinen ausgerüstet werden, hat sich in den letzten Jahren der Typ mit senkrechter Welle gewissermaßen als Normaltyp herausgebildet. Bei den Francis-Turbinen verwendet man ausnahmslos das Spiralgehäuse als Führung des Wassers zum Leitrad und bei den Freistrahlturbinen kommen neuestens runde Gehäuse mit eingebauten Führungswänden zur Verwendung. Das Problem ist hier meistens das Spurlager, für dessen Konstruktion wir heute verschiedene Typen (Kingsbury, Mitchell, Ferranti usw.) kennen, die jedoch alle im Prinzip die Viskosität des Schmieröles zur Erzeugung eines Ölfilmes zwischen den Lagerflächen benützen. Auch bei den Hochdruckturbinen und insbesondere bei den Freistrahlturbinen macht sich das Bestreben geltend, die spez. Drehzahl zu erhöhen. Es führt dies bei den Freitrahlturbinen zur Verkleinerung des Verhältnisses zwischen dem mittleren Raddurchmesser und dem Strahldurchmesser $\left(\frac{D_1}{d_1} = m\right)$ und zur Vergrößerung der Düsenzahl. Als Beispiele sind hier zu erwähnen die Anlagen Biaschina (3 × 15 000 PS) und Handeck der Kraftwerke Oberhasli (4 × 30 000 PS). Als neuere Konstruktionen der Hochdruck-Francis-Turbine mögen erwähnt werden die Anlagen Velina-Penarossa (2 × 28 000 PS) und Galetto (55 000 PS in einem Rad) der Terniwerke in Rom sowie das Kraftwerk Wäggital (4 × 17 500 und 4 × 22 500 PS). Man geht heute mit der spezifischen Drehzahl für Hochdruck-Francis-Turbinen bis auf $n_s = 120$ und für Freistrahlturbinen bis auf $n_s = 35$, wobei jedoch sehr auf die Höhe des Gefälles zu achten ist, wenn Cavitation vermieden werden soll.

Um die konstruktiv und hydraulisch immer Schwierigkeiten bereitenden Verteilleitungen auszuschalten, empfiehlt es sich, an eine Druckleitung möglichst wenig (am besten nur eine) Einheiten anzuschließen. Dies bedingt aber anderseits wieder eine gewisse Mehrausgabe für die Druckleitungen. Als Abschlußorgane vor den Turbinen kommen heute meistens die sog. Kugelschieber zur Anwendung. Für die Wassermessung und zur Betriebskontrolle werden oft in die Leitung Venturimeter mit Registriereinrichtung eingebaut.

Manche dieser Hochdruckanlagen sind als Speicherwerke gebaut und neben der natürlichen Speicherung trifft man oft noch eine künstliche Speicherung vermittelst Pumpen. Als Beispiele seien hier erwähnt die Anlagen Wäggital (Rempen), Tremogio, Illsee-Turtmann. Außer der Anordnung besonderer Pumpengruppen (Illsee-Turtmann, Wäggital-Rempen) trifft man auch oft ein gemeinsames Turbinen-Generator-Motor-Pumpen-Aggregat (Tremogio), wobei dann die Turbine für die Inbetriebsetzung der Pumpe verwendet werden kann.

Außer diesen Kombinationen ist es bei Hochdruckanlagen in gewissen Fällen auch zweckmäßig, eine Verbindung von Freistrahlturbinen und

Francisturbinen vorzunehmen, um die wirtschaftliche Ausnützung vorhandener Wasserkräfte zu ermöglichen.

Eine interessante Lösung einer solchen Aufgabe liefert die im folgenden von Oberingenieur A. L. Caflisch (Escher, Wyss & Cie., Zürich) beschriebene Anlage Palü-Cavaglia der Kraftwerke Brusio.

Speicherkraftwerke Palü-Cavaglia

Die Kraftwerke Brusio A. G. in Poschiavo, die im Juni 1929 die Feier des 25jährigen Bestehens begehen konnten, haben in den Jahren 1926/1927 als Ergänzung der bereits bestehenden Werke Campocologno und Robbia mit zusammen 64 000 PS Leistung die Gefällstufe Berninaseen bis Wasserfassung Robbia von rund 530 m Gefälle ausgebaut. Dieser Ausbau erfolgte in zwei Stufen, um auch das Wasser des Einzugsgebietes Palü ausnützen zu können. Im endgültigen Ausbau wird hier ein Staubecken von rund 6 Millionen m^3 geschaffen, dessen Stauziel auf Kote 1952,00 m liegen wird. Da die beiden Anlagen Palü und Cavaglia direkt aufeinander folgen, mußte schon im ersten Ausbau ein Ausgleichbecken erstellt werden. Der nutzbare Inhalt desselben beträgt ca. 60 000 m^3 bei einem Stauziel von 1927,00 m.

Für die Ausnützung der oberen Gefällsstufe von rund 284 m und einer maximalen Wassermenge von 4400 l/s wurde eine Freistrahlturbine mit vertikaler Welle vorgesehen, deren Radebene auf Kote 1954,80 liegt. Da der Zeitpunkt des Endausbaues noch unbestimmt ist und von der weiteren Entwicklung der Absatzmöglichkeit abhängt, so lag der Gedanke nahe, das Zwischengefälle von 25—28 m, das sind ca. 10 % der oberen Gefällsstufe, für diese Zwischenzeit und auch für später bei abgesenkten Staubecken ausnützbar zu machen.

Der Ausbau mit einem besonderen Aggregat erwies sich als unwirtschaftlich; es wurde daher zu der einen Gruppe von 14 000 PS Leistung eine direkt gekuppelte Nebenturbine angebaut, deren maximale Leistung 1200 PS beträgt. Nach dem Ausbau des Palüsees muß diese Turbine mit Gegendruck arbeiten können und kam aus diesem Grunde nur eine Francis-Turbine in Frage. Damit bei ganz abgesenktem Wasserspiegel das auftretende Sauggefälle einen gewissen, der Schnelläufigkeit angepaßten Betrag nicht überschreitet, erfolgte die Aufstellung dieser Turbine auf Kote 1927.

Das aus der Hauptturbine austretende Wasser in der unterhalb liegenden großen Kammer überfällt entweder nach dem Ablaufkanal bei der Schütze von 3 m Breite, um dem vorerst bestehenden Ausgleichbecken und später dem großen Stausee zuzufließen, oder es gelangt, wenn die Nebenturbine auf gleicher Welle im Schacht mit der Hauptturbine gekuppelt ist, in die durch einen vorgelagerten Rechen geschützte und mit einem Einlaufkonus versehene Schachtrohrleitung von 1000 mm Durchmesser. Diese führt dasselbe über einen hydraulischen Absperrschieber mit elektrischer Fernbetätigung der Guß-Spirale der Francis-Turbine 1200 PS zu. Das konische Saugrohr

mündet nachher direkt in die vom Palüsee kommende Druckleitung der unteren Anlage Cavaglia. Beide Turbinen arbeiten gemeinsam auf den im obersten Maschinenraum befindlichen Generator von 10 000 kVA. Es sind also folgende Betriebskombinationen möglich:

1. Die Hauptturbine arbeitet allein; das Aufschlagwasser fließt direkt in den Palüsee.
2. Die beiden Turbinen arbeiten zusammengekuppelt; die Zentrale Cavaglia verarbeitet weniger Wasser als die Zentrale Palü; der Überschuß fließt von der Francis-Turbine durch den Zulaufstollen Cavaglia in den Palüsee zurück.
3. Die beiden Turbinen arbeiten zusammengekuppelt; die Zentrale Cavaglia verarbeitet mehr Wasser als Palü. Der Mehrbedarf fließt der Rohrleitung Cavaglia aus dem Palüsee zu.

Zwischen der Nebenturbine und dem Anschluß-T-Stück an die Rohrleitung Cavaglia ist ein Abschluß-Schieber von 1600 mm l. W. angeordnet, damit die Francis-Turbine ohne Rücksicht auf den Wasserstand im Palüsee demontiert werden kann. Die Anordnung der Anlage ist auf der Abb. 11a dargestellt.

Die Geschwindigkeits- und Druckregulierung der Freistrahlturbine erfolgt in bekannter Weise von einem Druckölregulator Bauart Escher, Wyss & Cie. auf eine kombinierte Nadel- und Ablenkerregulierung. Die Regulierung der Francis-Turbine hat die Aufgabe, die Leitradöffnung der von der Freistrahlturbine her zufließenden Wassermenge entsprechend einzustellen. Sie besteht daher aus einem normalen Regler, dessen Steuerwerk statt von einem Fliehkraftpendel von einem in dem unter der Freistrahlturbine angeordneten Behälter eingebauten Schwimmer beeinflußt wird. Um auch den bei plötzlichen Entlastungen der Anlage rasch auftretenden Schwankungen im Zufluß folgen zu können, steht das Steuerwerk des Reglers auch unter dem Einfluß der Strahlablenkerregulierung der Hauptturbine.

Das Gewicht der rotierenden Teile von Generator, Hauptturbine und der Welle bis zur Kupplung wird von einem auf das Generatorenarmkreuz aufgebauten Spurlager aufgenommen, während für die Aufnahme des Gewichtes der übrigen Welle, sowie des Laufrades und des hydraulischen Axialschubes der Francis-Turbine auf dem Boden über der Turbine ein besonderes Spurlager aufgebaut ist.

Die Anlage hat schon zwei in jeder Hinsicht befriedigende Betriebsperioden bestanden. Abb. 11b wurde bei den Abnahmeproben besonders aufgenommen und zeigt deutlich den mit dieser Anordnung erzielten Gewinn, der sich während der letzten Betriebsperiode auf rund 1 Million kWh belief.

B. Energiespeicherung durch Seeregulierungen

Infolge der stark veränderlichen Wasserführung der Flüsse ist auch die Kraftgewinnung in den Wasserkraftwerken stark veränderlich, sofern nicht durch große Speicherbecken die Wasserführung ausge-

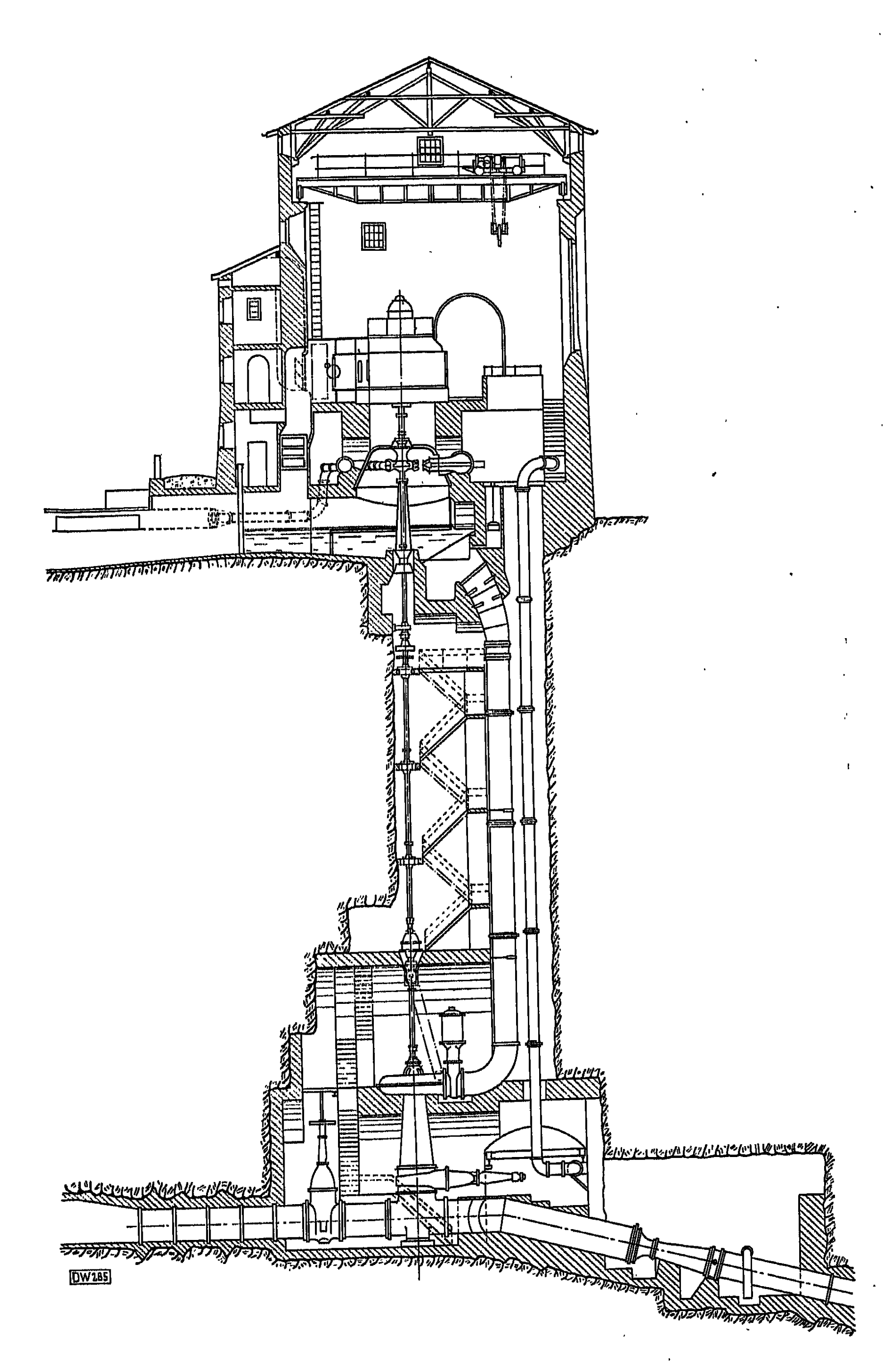


Abb. 11a.

glichen werden kann, Abb. 12. Die Schaffung künstlicher Speicherbecken im Gebirge ist mit großen Kosten verbunden. Es ist deshalb

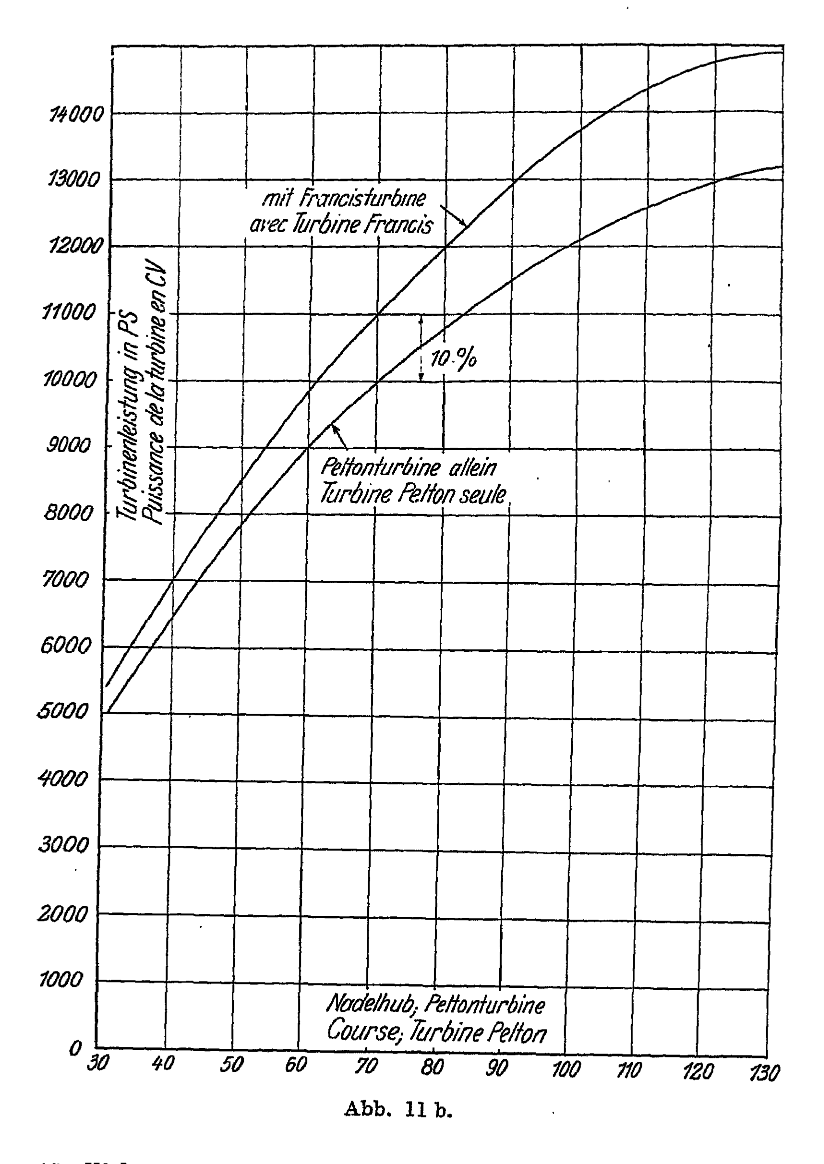


Abb. 11 b.

verständlich, wenn versucht wird, die Speicherfähigkeit *natürlicher Seen* auszunützen, um die Wasserführung der Flüsse unterhalb der Seen und damit die Energieproduktion der daran gelegenen Kraftwerke besser auszugleichen.

Die Ufer natürlicher Seen im Mittellande der Schweiz sind meist stark besiedelt, so daß aus Gründen des Hochwasserschutzes, der Landbebauung, des Uferschutzes, der Schiffahrt und Fischerei, sowie aus sanitären und ästhetischen Gründen der künstlichen Regulierung Grenzen gesetzt sind, wobei weiter auch die Rücksicht auf die Unterlieger nicht außer Acht gelassen werden darf. Innerhalb dieser Grenzen läßt sich aber dennoch eine nützliche Seeregulierung durchführen, wenn berücksichtigt wird, daß nicht nur die Höhe der Seestände, sondern auch deren Dauer von Bedeutung ist, und daß hohen oder tiefen Seeständen für die *einzelnen Interessenten* zu verschiedenen Jahreszeiten ganz verschiedene Bedeutung zukommt. So ist es in der Schweiz sehr wohl möglich, die Hochwassergefahr im Sommer durch Absenken der

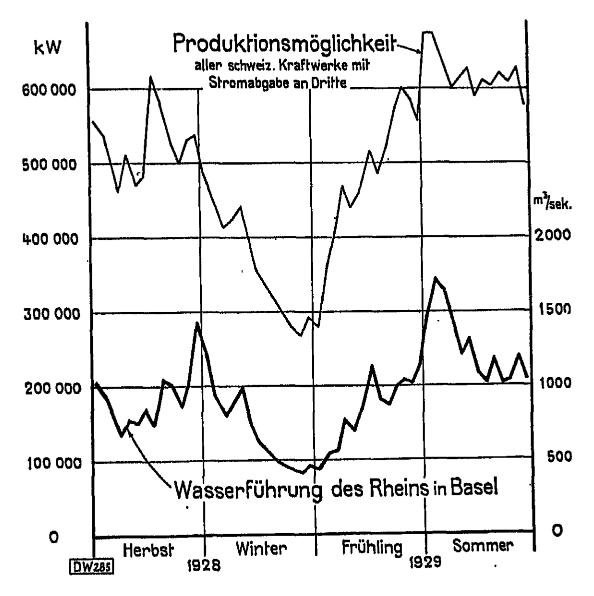


Abb. 12. Veränderlichkeit der Wasserführung und der Energie-Produktionsmöglichkeit im Laufe der Jahreszeiten (Wochenmittel).

höchsten Seestände zu beseitigen und gleichwohl die Seen als Speicherbecken auszunützen, sofern mit der künstlichen Stauung erst im Spätsommer und Herbst begonnen wird, wenn erfahrungsgemäß die Hochwassergefahr klein ist oder nicht mehr besteht.

Es empfiehlt sich eine *Staugrenzlinie* (Abb. 13) festzulegen, welche angibt, bis zu welcher Seehöhe zu verschiedenen Jahreszeiten der See künstlich angestaut werden darf. Sobald die Staugrenzlinie überschritten wird, soll das Regulierwehr vollständig geöffnet sein und der Seeabfluß ohne künstliche Hemmung vor sich gehen, wobei allerdings vorausgesetzt ist, daß die Abmessungen des Seeauslaufes ein für die

Unterlieger schädliches Hochwasser nicht zulassen. Aus Staugrenzlinie und Abflußvermögen ergibt sich je nach den Zuflüssen zwangläufig die *Hochwassergrenzlinie.* Die mutmaßlichen künftigen Hochwasserstände können auf Grund bisher beobachteter Zuflußmengen rechnerisch ermittelt werden. Es empfiehlt sich ferner, eine *Niederwassergrenzlinie* festzulegen. Das Regulierwehr ist alsdann derart zu bedienen, daß diese Grenze nicht unterschritten wird. Die Größe des Niederwasserabflusses ergibt sich zwangsläufig aus der Größe des Speicherraumes zwischen Staugrenze und Niederwassergrenze und der Art seiner Ausnützung.

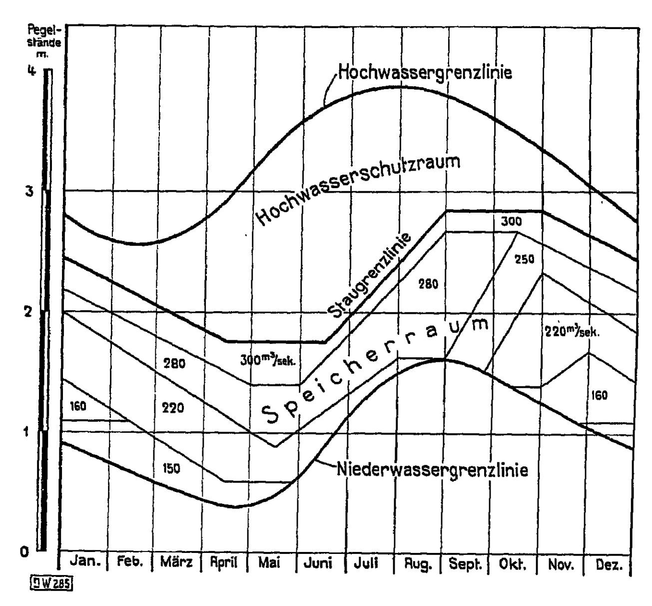


Abb. 13. Wehrreglement.

Die Kraftwerke könnnen diesen Speicherraum meistens frei nach ihren Bedürfnissen ausnützen, sei es, daß sie das Wasser möglichst lange aufzuspeichern wünschen, um im äußersten Notfalle mit Sicherheit darüber verfügen zu können, sei es, daß sie es vorziehen, jeden Winter möglichst viel Zuschüsse aus den Seen zu entnehmen auf die Gefahr hin, daß in einem extrem trockenen Winter die Wasserreserve vorzeitig aufgebraucht ist. Da mehrere Werke beteiligt sind, ist eine Verständigung notwendig, welche zur Aufstellung eines sogenannten *Wehrreglements* (Abb. 13) führt. Das Wehrreglement soll in eindeutiger Weise angeben, wie viel Wasser je nach der Jahreszeit und dem Stand der Aufspeicherung aus dem Speicherraum zu entnehmen ist, um die Interessen der Gesamtheit der am Unterlauf des Flusses liegenden Kraftwerke am besten zu befriedigen. Die Interessen des einzelnen Werkes können dabei von den Interessen der Gruppe abweichen, so

daß der Nutzen für das einzelne Werk oft kleiner ist, als wenn es allein über den Speicherraum verfügen könnte.

Der *Nutzen*, der sich *für die Kraftwerke* aus der Seeregulierung ergibt, liegt weniger in einer Vermehrung als vielmehr in einer Veredelung der Energie, in dem die Energieproduktion im Spätsommer und Herbst bei normalem Energiebedarf und günstigen Produktionsverhältnissen vermindert, dafür aber im Winter bei größtem Energiebedarf und verminderten Produktionsverhältnissen erhöht wird.

Um die sich ergebende Wertvermehrung zu bestimmen, können zwei Methoden angewendet werden. Nach beiden Methoden sind für eine

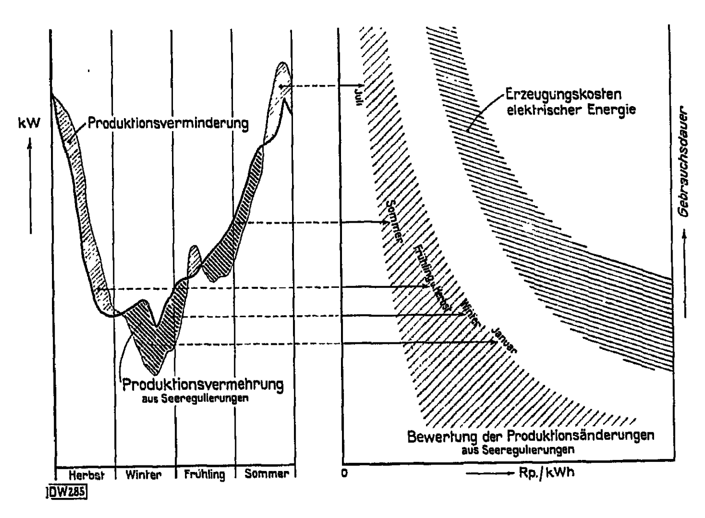


Abb. 14.
Bewertung der Produktionsänderungen aus Seeregulierungen.

möglichst große Reihe von Jahren aus den bisher beobachteten Zuflüssen und dem Wehrreglement die neuregulierten Abflußmengen zu berechnen und den bisher beobachteten Abflußmengen gegenüberzustellen.

Nach der *ersten Methode* werden die den Abflußmengenänderungen entsprechenden Produktionsänderungen auf Grund der Leistungsdiagramme (Leistung in Funktion der Abflußmenge) der einzelnen Werke bestimmt. Sowohl die Produktionsvermehrung als die Produktionsverminderung wird zurzeit großen Energiebedarfs und gleichzeitig kleiner Wasserführung höher bewertet als zu Zeiten geringeren Bedarfs und günstigerer Wasserführung. Der Wert der mehr oder weniger erzeugbaren Energie wird nach einem *Bewertungsdiagramm* in Funktion der Jahreszeit und der allgemeinen Wasserführung ausgedrückt (Abb. 14). Der Nutzen aus der Seeregulierung ist gleich der Summe der so bewerteten Produktionsänderungen, nachdem daran

durch Abzüge dem Umstande Rechnung getragen wurde, daß die Zuschüsse nicht immer restlos ausgenützt werden können.

Nach der *zweiten Methode* werden aus den Dauerkurven der Abflußmengen vor und nach der Regulierung und den Leistungsdiagrammen die *Leistungsdauerkurven* der einzelnen Werke vor und nach Regulierung berechnet (Abb. 15).

Der Wert der Energie, welche bisher, ohne Seeregulierung, jedes Werk bei voller Ausnützung hätte erzeugen können, läßt sich auf Grund der bisherigen Leistungsdauerkurve und den effektiven Einnahmen jedes Kraftwerkes ermitteln. Aus den bisherigen Betriebsergebnissen läßt sich ferner für jedes Werk das Verhältnis des Wertes

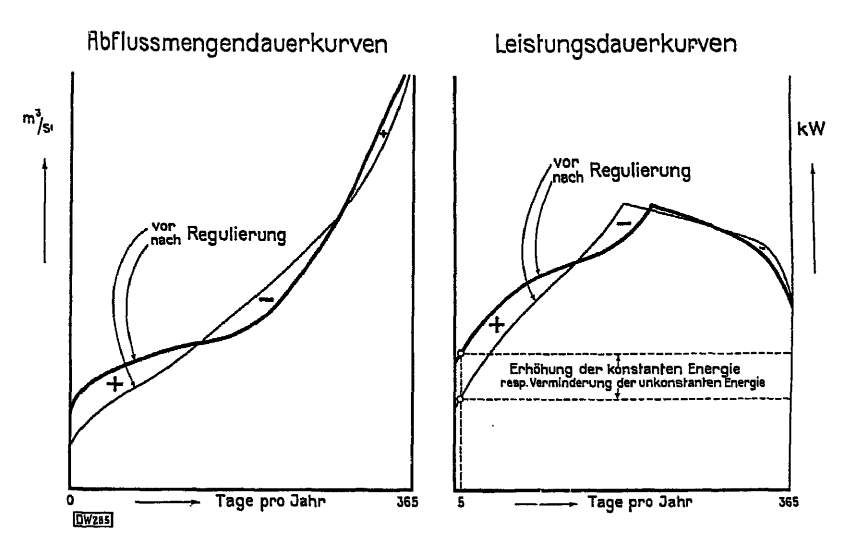


Abb. 15. Dauerkurven der Abflußmengen und Leistungen.

der konstanten zur unkonstanten Energie feststellen. Dieses Wertverhältnis ist von Werk zu Werk verschieden, je nachdem das betreffende Werk mit Akkumulier- oder Wärmekraftwerken zusammenarbeitet oder nicht und ob die Energie in das allgemeine Licht- und Kraftnetz abgegeben oder in elektro-chemischen und metallurgischen Fabriken verwendet wird.

Mit denselben Einheitswerten für konstante und unkonstante Energie kann auch der Wert der Leistungsdauerkurve für den Zustand nach Seeregulierung ermittelt werden.

Der Wertunterschied, der sich aus dem Vergleich der beiden Leistungsdauerkurven vor und nach Regulierung ergibt, entspricht dem Nutzen aus der Seeregulierung. Er ergibt sich aus einer Vermehrung der wertvolleren konstanten Energie auf Kosten der weniger wertvollen unkonstanten Energie. Als konstant kann eine Leistung angesprochen werden, welche durchschnittlich pro Jahr nicht mehr als an fünf Tagen

unterschritten wird. Die Erhöhung der Konstantenergie ist eine Folge der Zunahme der minimalen Leistung, welche naturgemäß immer in den Winter, die Zeit des größten Bedarfs, fällt. Für unkonstante Herbst- und unkonstante Winterenergie ist der Wertunterschied nicht groß, so daß sich hierfür sehr wohl ein Mittelwert in Rechnung setzen läßt. Jeder Kraftwerksbesitzer kann *mit Sicherheit* auf die in der Leistungsdauerkurve ausgewiesene Verbesserung der Energieproduktion rechnen. Der Ausnützungsgrad ist bei jedem Werk verschieden. Er wird bei jedem Werk vollständig berücksichtigt. Diese Methode trägt also den besonderen Verhältnissen jedes einzelnen Werks in weitgehendstem Maße Rechnung und gibt den Nutzen nur soweit an, als er von jedem einzelnen Werk wirklich erzielt werden kann. Die Beiträge der Kraftwerke an Seeregulierungswerke sind selbstverständlich etwas niedriger anzusetzen, um den Kraftwerken einen Gewinn zu sichern.

Da meistens die Leistungsfähigkeit einer größeren Zahl von Werken verbessert wird, ist der Nutzen der Seeregulierungen, der für das einzelne Werk nicht groß erscheint, für die Gesamtheit der Kraftwerke doch ein recht bedeutender. Die Vorteile, die sich z. B. aus der Regulierung des Bodensees für die Kraftwerke am Rhein, für die See- und Flußschiffahrt und den Hochwasserschutz ergeben, übersteigen in bedeutendem Maße die für die Durchführung des Werkes erforderlichen Aufwendungen.

C. Versuchswesen im schweizerischen Wasserkraftwerksbau

Die Versuchsanstalt für Wasserbau an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

Der hohe Entwicklungsgrad der schweizerischen Wasserkraftausnützung erforderte in den letzten Jahren immer gebieterischer die Schaffung einer Versuchsanstalt für Wasserbau, deren Organisation sich in zweckmäßiger Weise dem Rahmen der wissenschaftlichen Institutionen der Technischen Hochschule einfügen ließ. Bevor dieses neue Institut bestand, mußten zur Durchführung wasserbaulicher Versuche von Fall zu Fall besondere Einrichtungen erstellt werden, wie dies für Einzelbauwerke zahlreicher Kraftwerke (Augst-Wyhlen, Laufenburg, Mühleberg, Chancy-Pougny, Beznau, Wäggital, Grimsel, Wettingen usw.) auch tatsächlich geschah. Gerade durch die Erfahrungen bei diesen Versuchen wurde aber das Bedürfnis nach einer zentralen Versuchsanstalt immer dringlicher.

Der Bau der neuen Versuchsanstalt, im Sommer 1927 zum Beschluß erhoben, konnte Ende 1929 zum Abschluß gebracht werden. Bei der Projektierung war der Gedanke maßgebend, an festen Versuchseinrichtungen nur das Notwendigste zu schaffen, dafür aber möglichst viel verfügbaren Raum vorzusehen und tunlichste Anpassungsfähigkeit an zukünftige, heute nicht übersehbare Bedürfnisse zu sichern.

Die in einem Neubau von 70 m Länge und 17 bzw. 19 m Breite untergebrachten Versuchseinrichtungen werden, entsprechend den verfüg-

baren Nutzgefällen, in eine Niederdruck-, eine Mitteldruck- und eine Hochdruck-Anlage eingeteilt.

Die Niederdruckanlage besteht in der Hauptsache aus einem, im Untergeschoß des Mittelbaues liegenden geraden Kanal von vorläufig 55 m Nutzlänge, mit parallel dazu angeordnetem Rücklaufkanal, beide so angeordnet, daß eine Verdoppelung der Nutzlänge möglich ist. Das Versuchswasser, im Maximum 4 m^3/s, wird in diesem System mittelst zweier horizontalachsiger Propellerpumpen einfach umgewälzt, wobei ein Höchstgefälle vor und hinter den Pumpen von 1,60 m zur Verfügung steht. Die Regulierung der Fördermengen erfolgt mit Wechselgetrieben, ohne Änderung der Drehzahl der Motoren. Auf ca. 40 m Länge ist der Rücklaufkanal in Form eines Rohres von 1,50 m Durchmesser ausgebildet, in den ein Venturimeter für die Wassermessung eingebaut ist, dessen Eichung mittelst Flügelmessungen bzw. Schirmmessungen im Hauptkanal erfolgt. Außer Versuchen an solchen Modellen, die die Anwendung eines geraden Kanales gestatten, aber große Modellmaßstäbe verlangen, dient dieser Kanal zur Untersuchung von Strömungserscheinungen bei großen Abmessungen, ferner von Geschiebefragen mit den der Naturgröße entsprechenden Geschiebesorten.

Die Mitteldruckanlage ist zur Durchführung von Versuchen an Voll- und Teilmodellen kleinerer Maßstäbe bestimmt, zu deren beliebiger Aufstellung der Hauptversuchsraum von 42 m Länge und 15,50 m Breite dient. Gerade Gerinne sowohl, wie beliebig geformte Modelle, können unter Verwendung besonderer Befestigungsvorrichtungen im Fußboden hier Aufstellung finden. Die gleichzeitige Durchführung von vier Versuchen wird durch die Vierteilung des Reguliertanks (Mitteldruckbehälter) und der Zufluß- und Ablaufeinrichtungen gewährleistet. Der Wasserspiegel im Mitteldruckbehälter liegt 4,50 m über dem Boden des Versuchsraumes, das Versuchswasser, im Maximum 500 l/s, wird ihm durch vier Pumpenaggregate zugeführt, welche so beschaffen sind, daß sie alternativ auch den 10 m höher liegenden Hochdruckbehälter speisen können. Jedes Aggregat besteht demnach aus zwei gleichen Pumpen mit dazwischen eingebautem Motor, wobei beide Pumpen entweder parallel geschaltet den Mitteldruckbehälter oder in Serie geschaltet den Hochdruckbehälter bedienen, ohne Änderung der Drehzahl. Für die Hochdruckanlage sinkt damit die verfügbare Wassermenge auf 250 l/s. Die Größe der einzelnen Pumpen ist so bemessen, daß bei guten Wirkungsgraden Abstufungen in der Fördermenge von fast durchwegs 25 l/s ermöglicht werden. Die Rücklaufkanäle der Mitteldruckanlage liegen auf gleicher Höhe wie das Kanalsystem der Niederdruckanlage und parallel zu demselben. Sie münden in einen gemeinsamen Tiefbehälter, der aber je nach Bedürfnis auch abgeteilt werden kann. Die Eichung der im Versuchsraum an beliebiger Stelle aufstellbaren Meßüberfall-Einrichtungen geschieht durch Behälter-Messung, in einem im Untergeschoß angeordneten Eichraum, der nachher als Rücklaufrinnensystem verwendet wird.

Die Hochdruckanlage dient vor allem Versuchen an Rohrleitungen aller Art und an Wasserkraftmaschinen. Der bereits erwähnte Hochdruckbehälter liegt 14,50 m über dem Fußboden des Hauptversuchsraums, was eine totale Gefällshöhe von 15,50 m erlaubt. Außer diesem feststehenden Druckregler ist aber ein in der Höhenlage beliebig verschiebbares Tanksystem vorgesehen, so daß durch diese Anordnung, außer Problemen der stationären Strömung, auch solche veränderlicher Strömung untersucht werden können. Die verschiebbaren Behälter sind in einem durch mehrere Stockwerke des Nordflügels gehenden hohen Versuchsraum untergebracht. Die Entwicklung der zu untersuchenden Rohrleitungen ist im Untergeschoß des Mittelbaues ermöglicht.

Eine Anzahl von kleineren Versuchsräumen, die für wissenschaftliche Untersuchungen und als Arbeitsraum für Studierende höhere Semester der E. T. H. bestimmt sind, befinden sich in den zwei oberen Stockwerken des Nord- und Südflügels, sämtliche sind mit Wasseranschlüssen versehen. Die Verwaltung und die Konstruktionsbüros wurden im Südflügel untergebracht, wo sich auch ein Hörsaal befindet, der mit einer verschiebbaren Glasrinne zu Demonstrationszwecken und einer kinematographischen Einrichtung ausgestattet ist, zur Reproduktion früherer Versuche.

In bezug auf ihre Zweckbestimmung will die neue Versuchsanstalt für Wasserbau der wissenschaftlichen Forschung dienen und den Studierenden Gelegenheit zu persönlicher Betätigung auf versuchstechnischem Gebiet vermitteln. Sodann ist aber die Durchführung von Versuchen im direkten Interesse der Wasserkraftnutzung vorgesehen, damit bei der Projektierung neuer Kraftwerke bzw. bei der Modernisierung bestehender Anlagen die nicht durch Rechnung lösbaren Aufgaben auf experimentellem Wege einer Lösung entgegengeführt werden können. Diese Dreiteilung des Aufgabenkreises war bei der Projektierung der Versuchsanstalt maßgebend.

Die Kosten der Versuchsanstalt beliefen sich auf 1 200 000 Franken, wovon Fr. 450 000 durch freiwillige Beiträge von an der Entwicklung der Wasserkraftnutzung interessierten Kreisen aufgebracht und Fr. 750 000 durch den Bund gedeckt wurden.

Résumé

Usines à basse Pression

Les barrages suisses récents accusent de plus en plus la tendance vers le choix de grandes ouvertures d'écluses. La construction des vannes en deux pièces s'est montrée favorable et sera conservée. Les batardeaux ont pu être simplifiés. De nombreux résultats d'expérience ont été recueillis au sujet de la formation de tourbillons en aval des barrages; les différentes formes de seuil ont produit des effets divers; certaines installations ont dû être protégées après coup par un revêtement approprié du seuil. L'amoncellement de graviers et limons dans les bassins d'accumulation n'a généralement pas été considérable. Des essais de

balayage des dépôts en abaissant le niveau d'eau ont eu du succès en plusieurs endroits. Les expériences faites au cours de l'hiver 1928/29 ont prouvé que les difficultés dues à l'accumulation de glace ont été moindres pour les centrales où la formation d'une couche de glace à la surface de l'eau a été favorisée.

Quant aux centrales, le rapport indique quels types de construction entrent aujourd'hui en ligne de compte pour l'exploitation de chutes d'eau relativement faibles, et montre sur quels points il convient d'avoir l'oeil ouvert. Suivent la description d'un modèle de turbine d'un encombrement extraordinairement réduit ainsi que les résultats d'essais qu'elle a permis de réaliser.

Usines à haute Pression

La question du calcul et du choix des dimensions des barrages de gravitation peut être considérée comme résolue, notamment aussi en ce qui concerne la poussée verticale, qui ne peut pas être négligée. Aujourd'hui on calcule avec une poussée triangulaire égale à 80 % de la pression hydraulique du côté de l'eau pour les barrages élevés, et de 50 % au minimum pour les barrages plus petits, en admettant que les conditions géologiques sont favorables. Pour le calcul des barrages arqués, on a pu également établir des méthodes approximatives utilisables. Le rapport soulève la question du danger des fissures. L'étanchéification soigneuse du rocher au moyen d'injections de ciment s'est montrée inéluctable. La qualité du béton a pu être améliorée en réduisant la quantité d'eau additionnée au béton coulé. Pour amener le béton à pied d'oeuvre, on utilise avantageusement soit les rigoles mobiles, soit les grues à câbles. On combat la formation de fissures dues au retrait du béton et à son échauffement interne en disposant les joints de dilatation plus rapprochés les uns des autres que par le passé. Le danger de congélation est important aux altitudes dépassant 2000 mètres. Ici la protection de la masse de béton par une couche spéciale à 300 kg de ciment au m³ n'est plus suffisante; il faut avoir recours à un revêtement en granit ou en pierre artificielle. On a réalisé des progrès dans le domaine de l'évacuation du sable et des graviers; deux systèmes en usage aujourd'hui font l'objet d'une description spéciale. On tend à donner une meilleure forme aux entrées de tunnels, pour réduire les pertes localisées en ces endroits. Les tunnels ont en général une section circulaire. La question du revêtement est résolue. Le rapport contient des communications sur les vitesses appliquées et les pertes de pression mesurées. La construction des châteaux d'eau a abouti à quelques types bien caractérisés. Au point de vue des conduites forcées et des puits sous pression, on appelle l'attention sur les nouvelles méthodes en usage et l'on communique des résultats de mesure de pertes de pression.

Comme pour les centrales à basse pression, on décrit les modes de construction usuels pour la mise en valeur des hautes chutes, puis on décrit une combinaison particulièrement intéressante d'une turbine Francis et d'une turbine à action, adoptée pour tirer le meilleur rendement possible d'une source d'énergie hydraulique.

Régulation de Lacs

A l'heure qu'il est le problème de la régulation du niveau des lacs acquiert une importance croissante. Les méthodes de prédétermination des écoulements et des variations de niveau en fonction du réglage ont été améliorées. Elles permettent aussi le calcul des avantages que les centrales peuvent retirer d'une régulation rationelle. Des travaux de ce genre se justifient par l'augmentation de l'énergie disponible en hiver et par la préservation des dangers d'inondation qu'ils permettent de réaliser.

Essais

A la fin de l'année 1929 on a inauguré le nouvel institut d'essais hydrauliques à l'Ecole Polytechnique Fédérale. Le rapport en donne une description succincte.

Dieser Bericht entstand unter Mitarbeit von:

Ing. J. Büchi, Zürich;
Obering. H. Eggenberger, Bern;
Ing. H. E. Gruner, Basel;
Direktor F. Gugler, Baden;
Direktor A. Kaech, Innertkirchen;
Dr. K. Kobelt, Bern;
Prof. Dr. A. Stucky, Lausanne;
Direktor A. Zwygart, Baden.
Obering. J. Schnyder, Kriens;
Obering. A. L. Caflisch, Zürich.